

o. PROF. DR.-ING. DR.-ING. E. h. KARL KORDINA
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Lehrstuhl für Massivbau

30-0078/001

TECHNISCHE UNIVERSITÄT
BRAUNSCHWEIG
April 1983

DAUERSCHWELLVERSUCHE AN EINBETONIERTEN KOPPEL-
ANKERN BEI GERISSENER KOPPELFUGE

vorgelegt von

o. Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Karl Kordina
Dipl.-Ing. Jürgen Günther

B I B L I O T H E K
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Beethovenstraße 52
D-3300 Braunschweig

Forschungsvorhaben Nr. FA 15.098 R80 D des
Bundesministers für Verkehr

Postsendungen:
3300 Braunschweig, Beethovenstraße 52
Fernschreiber: B 52 699 1000 d

Fernsprecher:
391 5411
Ortskennzahl 0531
kennzeichnet Verbindung zustande
Bitte 391 5431 wählen

Besuchszeiten:
Montag bis Freitag 9 - 16 Uhr

<u>INHALTSVERZEICHNIS</u>	Seite
Vorwort	2
1. Einleitung	3
2. Versuche an einbetonierten Koppelankern	7
2.1 Versuchskörper	7
2.2 Meßeinrichtung	8
2.3 Versuchsaufbau	9
2.4 Versuchsablauf	9
3. Versuchsergebnisse	12
3.1 Ermüdungsfestigkeiten	12
3.2 Spannstahlspannungen der Schwellbelastung	13
3.3 Meßergebnisse am Beton	16
3.4 Verpressen der Fuge mit Epoxidharz	18
3.5 Rißverhalten	19
4. Diskussion der Ergebnisse	20
4.1 Lastwechselzahlen und Bruchvorgänge	20
4.2 Rißbildungen	21
4.3 Bewertung der Ermüdungsfestigkeiten	22
4.4 Vergleich mit schwedischen Versuchen	23
4.5 Verpressen gerissener Koppelfugen, weitere Schwellbeanspruchung	25
5. Zusammenfassung	27
LITERATUR	28
TABELLEN	30
BILDER	42
ANLAGEN	98
Anlage 1: Durchführung der Verpreßarbeiten bei Balken 16 und 17	
Anlage 2: Raster-elektrische Untersuchungen der Spannglied-Bruchflächen	

Vorwort

Die Ermüdungsfestigkeit von Spannglied-Koppelkonstruktionen wurde bisher an geraden, nicht einbetonierten Spanngliedproben in sog. Zulassungsversuchen ermittelt. Ungeklärt blieb bislang, ob einbetonierte, gekoppelte Spannglieder bei gerissener Koppelfuge ähnliches Verhalten zeigen oder ein Abfall der Ermüdungsfestigkeit gegenüber den Zulassungsversuchen zu erwarten ist. Der Bundesminister für Verkehr stellte dankenswerterweise Mittel für die Durchführung von Dauerschwellversuchen an einbetonierten Koppelankern bei gerissener Koppelfuge zur Verfügung, um diese Frage zu klären.

Die Lizenznehmer der untersuchten Spannverfahren, nämlich die Firmen Dyckerhoff & Widmann, Polensky u. Zöllner, Philipp Holzmann sowie SUSPA/Losinger haben das Vorhaben dadurch großzügig unterstützt, daß sie Spannglieder nebst Zubehör und Personal für den Einbau zur Verfügung stellten.

Ebenso sei der Firma Concrete-Chemie für die Bereitstellung von Epoxidharz und Verdämmmaterial gedankt, wodurch Anschlußversuche an verpreßten Koppelfugen unter Schwellbeanspruchung ermöglicht wurden.

Teil-Veröffentlichungen über diese Untersuchungen sind bisher in Heft 326 der Schriftenreihe "Forschung, Straßenbau und Straßenverkehrstechnik" und im "Bauingenieur" 57/1982 erschienen.

Die Verfasser danken den genannten Firmen und allen Mitarbeitern für Unterstützung und verständnisvolle Zusammenarbeit.

Braunschweig, April 1983

Die Verfasser

1. Einleitung

Die Ermüdungsfestigkeit der Koppelkonstruktionen zugelassener Spannverfahren wurde bisher an geraden, nicht einbetonierten Spanngliedproben ermittelt. Veranlaßt durch Schäden an vorgespannten Brückenüberbauten /1, 2, 3, 4/ stellte der Bundesminister für Verkehr Mittel zur Durchführung von Dauerschwellversuchen an Spannbetonbalken mit einbetonierten Koppelankern bei gerissenen Koppelfugen zur Verfügung; mit diesen Versuchen sollte insbesondere überprüft werden, ob die Ermüdungsfestigkeit von Koppelankern bei Prüfung unter praxisnahen Bedingungen im Zustand II geringer ausfällt als in den Zulassungsversuchen ermittelt.

Die erste Serie mit 9 Versuchsbalken wurde in den Jahren 1978 und 1979 im Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig mit vergleichsweise großen Schwingbreiten geprüft, um kurzfristig Aufschlüsse über die Ermüdungsfestigkeit einbetonierter Koppelanker bei gerissener Koppelfuge zu erhalten.

Hierzu wurden aus den zugelassenen Spannverfahren drei Spannverfahren ausgewählt, die sich hinsichtlich der Art der Spanngliedkopplung deutlich unterschieden, für die derzeitige Konstruktionspraxis aber typische Lösungen aufwiesen, so daß auf verallgemeinerungsfähige Ergebnisse zu hoffen war. Die Wahl fiel auf die Spannverfahren

- Dyckerhoff & Widmann (Ø 32, glatter Stab)
- Polensky und Zöllner (A 100) und
- Philipp Holzmann (KA 56/16)

Von jedem dieser Spannverfahren wurden Koppelkonstruktionen in je 3 Versuchsbalken untersucht.

Bei diesen Versuchen wurde die Biegebeanspruchung im Koppelankerbereich des Prüfbalkens konstant gehalten und die Vorspannung sowohl vor, als auch hinter der Koppelstelle gleich

groß gewählt. Der Bruch trat jeweils nach $1 \cdot 10^5$ bis $3 \cdot 10^5$ Lastwechseln ein.

Die Ergebnisse dieser Versuche sind in unserem Forschungsbericht vom Dezember 1979 zusammengefaßt /5, 15, 16/; sie werden in den vorliegenden Bericht mit einbezogen.

Die Untersuchungen der ersten Versuchsreihe mußten in kurzer Zeit durchgeführt werden, so daß u. a. folgende Fragen ungeklärt blieben:

- Welche Schwingbreiten führen zu einem Bruch nach etwa 1 Million Lastwechseln? (Klärung der Zusammenhänge Schwingbreite/Lastwechselzahl zwischen den in den vorliegenden Versuchen und den in den Zulassungsversuchen nachgewiesenen Schwingbreiten der geprüften Verfahren).
- Welchen Einfluß haben unterschiedlich hohe Vorspannkkräfte beiderseits der Koppelstelle? (In der Praxis kann das angekoppelte Spannglied eine deutlich niedrigere Spannkraft besitzen).
- Wie wirkt sich ein im Koppelbereich veränderliches Biegemoment aus?

In der vorliegenden Arbeit werden diese Einflüsse an 8 Versuchsbalken mit folgenden Spannverfahren untersucht:

- Spannverfahren Dywidag, Ø 32 glatter Stab
Stahlgüte 835/1030
Balken Nr. 10, 11, 12 (Oktober 1980 - Januar 1981)/6/
- Spannverfahren Polensky und Zöllner,
Spannglied A 100, bestehend aus 33 Drähten aus vergütetem Spannstahl 1420/1570, flach 40
Balken Nr. 13 u. 14 (September/Oktober 1981)/7/

- Spannverfahren Losinger/SUSPA,
Spannglied VSL 5-12s, bestehend aus 12 7-drähtigen Litzen
der Güte 1570/1770
Balken Nr. 15, 16, 17 (Februar - Juni 1982) /8/

Bei allen Spannverfahren wurde eine Gesamtspannkraft von 1000 kN angestrebt; dies führte beim Spannverfahren DYWIDAG zu zwei Spanngliedern je Versuchsbalken.

Mit der Wahl dieser Spannverfahren wurden drei typische Kopplungsmethoden untersucht: Beim Spannverfahren D & W ein kurzer geschraubter Muffenstoß, beim Spannverfahren PZ die Kopplung durch eine verhältnismäßig lange biegesteife Koppelstange mit Gewinde und beim VSL Litzenspannverfahren eine kurze, steife Kopplung durch eine Kupplungsbüchse.

Was die Auslegung der Versuchsbalken und die Konstruktionsprinzipien betrifft, wurden die Versuche in Anlehnung an die Balken 1 bis 9 der 1. Versuchsreihe durchgeführt /5, 15, 16/.

Hinsichtlich der Versuchsdurchführung mußten aufgrund der Erfahrungen in der 1. Versuchsreihe Abänderungen getroffen werden: Die Beibehaltung der äußeren Lasten, wie bei den Balken 1 bis 9, bewirkte, daß sich die am Spannglied gemessene Schwingbreite mit fortschreitender Lastwechselzahl änderte. Diesem Umstand wurde in den vorliegenden Versuchen, Balken 10 bis 17, Rechnung getragen, indem die äußeren Lasten entsprechend korrigiert wurden, wenn eine wesentliche Veränderung der Schwingbreite gemessen wurde. Auf diese Weise wurden über die Versuchsdauer gleichmäßigere effektive Schwingbreiten angestrebt.

Eine Erweiterung des Versuchsprogramms bestand ferner darin, daß die gerissenen Koppelfugen von zwei Balken nach Erreichen der vorgesehenen Lastwechselzahl mit einem Epoxidharzsystem verpreßt und die Balken anschließend erneut einem Dauerschwingversuch unterworfen wurden.

In der folgenden Beschreibung der Versuchsabläufe und Spannungsvorgänge wird die nicht gekoppelte Balkenhälfte mit "links", die angekoppelte Balkenhälfte jeweils mit "rechts" bezeichnet.

Die Versuchsbalken 10 bis 14 wurden im Fertigteilwerk der Firma Lucks & Co., Braunschweig, hergestellt, nach 8 - 26 Tagen vorgespannt und in diesem Zustand in das Institut transportiert. Nachdem im Institut die Balken zunächst entspannt wurden, begann die endgültige Vorspannung der Versuchskörper von beiden Seiten her, wobei die linke Balkenhälfte zunächst um rund 5 % höher gespannt wurde als die rechte. In dieser Weise sollte vermieden werden, daß der in der Mittelfuge befindliche Anker vor Abschluß des Spannungsvorganges von der Fugenfläche abhebt. Erst in der letzten Stufe wurden die Spannkkräfte der Balkenhälften planmäßig aufeinander abgestimmt.

Die Versuchsbalken 15, 16 und 17 wurden von der Amtlichen Materialprüfanstalt für das Bauwesen hergestellt; hier entfiel das Aufbringen einer Transportvorspannung nebst Entlastungsvorgang, der bei Litzen mit Keilverankerung nach System Losinger/SUSPA als problematisch anzusehen gewesen wäre. Das Spannen dieser Versuchsbalken erfolgte noch auf der Betonierfläche in zwei Etappen: Im ersten Schritt wurden die Litzen zunächst der linken und dann die der rechten Balkenhälfte jeweils einzeln bis zum halben Wert ihrer endgültigen Vorspannung gezogen. Mit dem zweiten Schritt erfolgte das Anziehen des gesamten Bündels, wieder zunächst der linken, dann der rechten Balkenhälfte, auf den angestrebten endgültigen Wert der Spannkraft.

Die Verpreßarbeiten wurden stets im Anschluß an das Spannen, in der Regel am darauffolgenden Tage, vorgenommen.

Über die Bewehrung und Spanngliedführung gibt Bild 1 Auskunft. Auf den Bildern 2 bis 7 sind die Koppelkonstruktionen sowie die Spannankerausbildung wiedergegeben. In Tabelle 1 sind alle wesentlichen Daten zu den Versuchskörpern zusammengestellt.

Die Betongüte entsprach mindestens einem B 45. In der Tabelle 2 sind die Betoneigenschaften und in Tabelle 3 die des Einpreßmörtels zusammengestellt.

2. Versuche an einbetonierten Koppelankern

2.1 Versuchskörper

Die Abmessungen der Versuchskörper wurden unter der Voraussetzung gewählt, brückenüberbauähnliche geometrische Verhältnisse zu verwirklichen. Die Balkenbreite wurde mit 40 cm, die Balkenhöhe mit 80 cm festgelegt. Die Gesamtlänge der Versuchsbalken betrug jeweils 6,30 m, die Stützweite $l = 5,60$ m. Die Fuge lag stets in Feldmitte.

Die Betonstahlbewehrung der Versuchsbalken wurde auf ein Mindestmaß reduziert; im Schubbereich wurden allerdings Bügel mit reichlich dimensioniertem Gesamtquerschnitt vorgesehen. Die Spannkrafteinleitungsbereiche wurden nach Zulassung bewehrt, um die Aufnahme der Spaltzugkräfte sicherzustellen.

Die Spanngliedführung war im mittleren Drittel geradlinig, anschließend parabolisch bis zur Schwerlinie der Endquerschnitte hochgeführt. Die Lage der Spannglieder im mittleren Drittel entsprach der Kernweite, d. h. es sollten durch die Vorspannung angesichts des nur geringen Eigengewichtes keine Zugspannungen in der Druckzone entstehen.

Wie schon erwähnt, erfolgte das Betonieren der Versuchskörper 10 bis 14 im Fertigteilwerk der Firma Lucks & Co. GmbH., Braunschweig. Vorab wurden die Spannglieder im Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz mit Dehnungsmeßstreifen bestückt. Betoniert wurden die Balken in zwei aufeinander folgenden Tagen, jeweils zunächst die linke Hälfte des Balkens und anschließend die rechte Hälfte mit der Koppelankerkonstruktion. Die Fugenfläche wurde glatt abgeschalt. Eine Betonstahlbewehrung durchkreuzte die Fuge nicht.

2.2 Meßeinrichtung

Das Hauptaugenmerk konzentrierte sich auf die Erfassung des Spannungszustandes der Spannglieder. So wurden in der Regel etwa 50 Dehnungsmeßstreifen entlang der Spanngliedlänge angeordnet. Trotz größter Sorgfalt beim Einbau und beim Spannen war ein erheblicher Ausfall an DMS zu verzeichnen. Die Ursachen hierfür sind in erster Linie an dem zu geringen Platz für die Unterbringung der Kabel zwischen Spannglied und Hüllrohr zu suchen.

An der Koppelstelle konnten unmittelbar auf den Spanngliedern keine DMS angebracht werden; daher wurden sie auf dem Kopplungselement angeordnet. Um diese Meßergebnisse im Versuch zu deuten, d. h. sie auf den Spannstahl beziehen zu können, wurden Eichversuche durchgeführt, in denen ein Umrechnungsfaktor zwischen Koppellement und Spannglied ermittelt wurde. Durch die Verwindung der Litzen mußten die DMS auf diesen geringfügig schräg geklebt werden. Auch diesem Einfluß wurde im Eichversuch nachgegangen.

Die Eichversuche an den gekoppelten Litzen ergaben für die Kuppelungsbüchse Umrechnungswerte, die vermutlich aufgrund der geometrischen Abmessungen der Büchse stark streuten. Dieser Umstand wurde in den Balkenversuchen bestätigt.

Alle Ergebnisse der Eichversuche sind aus Tabelle 4 zu ersehen. Einen Überblick über die Meßstellenanordnung geben die Bilder 8 bis 11. Zu Bild 11 gehört Tabelle 5, aus der die Zuordnung der Meßstellen zu den einzelnen Litzen hervorgeht.

Die Betonstauchungen in der Druckzone wurden mittels 80 mm langer Dehnungsmeßstreifen und induktiven Weggebern, die Betondehnungen in der Zugzone mit Dehnungsmeßstreifen registriert. Das Öffnen der Mittelfuge in Abhängigkeit von der aufgebrachten Belastung wurde mit induktiven Gebern verfolgt.

Die elektrischen Meßstellen waren an einer Vielstellenmeßanlage angeschlossen, die es ermöglichte, die gesamte Messung einer Laststufe innerhalb von 10 Sekunden durchzuführen.

Die gemessenen Rißbreiten und zum Teil auch die Betonstauchungen wurden auf einem x-y-Schreiber dargestellt.

Schließlich wurden bei Balken 16 und 17 zur Kontrolle des Verbundes die Betondehnungen auf der Betonoberfläche längs der Spanngliedachse mit Setzdehnungsmessern gemessen.

2.3 Versuchsaufbau

Den Aufbau der durch hydraulisches Pressen belasteten Versuchsbalken zeigt Bild 12. Die statische Belastung der Balken erfolgte durch eine manuell bediente hydraulische Pumpe, verbunden mit einem Federkraftmanometer. Die Lastwechsel wurden mit einer Niederfrequenz-Lastwechselanlage durchgeführt. Bei einigen Versuchen kam ein sog. Regelschrank zum Einsatz. Die Lastfrequenz betrug $\sim 40 \text{ LM/Minute}$.

In der Regel erfolgte die Lasteintragung durch zwei Einzellasten in den Drittelpunkten. Balken 11 erhielt eine Einzellast in Feldmitte direkt über der Fuge. Beim Balken 14 wurden zwei Einzellasten auf einen Meter, je 50 cm links und rechts von der Fuge, angeordnet.

2.4 Versuchsablauf

Die Versuche begannen mit dem eigentlichen Spannvorgang. Zu diesem Zeitpunkt wurden die eingeleiteten Vorspannkkräfte durch firmeneigene Spannpressen mit eingebauten Manometern sowie durch wiederholte Dehnungsmessungen am Spann Stahl kontrolliert. Eine genauere Kontrolle der Spanngliedkräfte über die Ausziehwege erschien wegen der kurzen Spanngliedlänge nicht sinnvoll.

Die Vorspannung wurde aufgrund von Vorberechnungen so gewählt, daß die Koppelfuge bei einer Unterlast von $\sigma_u = 1,1 \times \text{zul } \sigma - \Delta\sigma$ auch bei der größten vorgesehenen Spannungsdifferenz im gerissenen Zu-

stand verblieb. Diese Bedingung wurde in der Regel bei einer Vorspannkraft von $V = 0,6 \text{ bis } 0,8 \times V_{zul}$ erfüllt.

Folgende Balken wurden ungleich vorgespannt:

Balken 12 (D & W)	V_{rechts}	$= 0,83 \cdot V_{links}$
Balken 14 (PZ)	"	$= 0,79 \cdot "$
Balken 16 (VSL)	"	$= 0,78 \cdot "$

Es war nicht möglich, die aufgrund der Dehnmeßergebnisse festgestellten Spannkraftabweichungen gegenüber dem angestrebten Sollwert nachträglich zu korrigieren, da so geringe Abweichungen unter den gegebenen Bedingungen nicht gezielt behoben werden konnten. Die tatsächlich vorhandene Vorspannung, ermittelt aus der mittleren Dehnung der einzelnen Spannglieder, wurde daher den Auswertungen zugrundegelegt.

Bis zum Beginn der eigentlichen Belastungsversuche wurden die Versuchskörper in der Prüfhalle des Instituts gelagert. Die Ermüdungsversuche wurden im Alter von 29 - 91 Tagen durchgeführt; im frühesten Belastungszeitpunkt betrug das Alter des Einpreßmörtels 13 Tage.

Die Belastungsversuche begannen zunächst mit einer statischen Laststeigerung bis zur oberen Grenze der späteren Schwelllast. Diese Grenze wurde in der Regel in 6 - 8 Laststufen erreicht. In jeder Laststufe wurden alle Meßstellen abgelesen.

Die anschließende Schwelllast wurde nach 10, 100, 1000, bei etwa 10 000 Lastwechseln und darüber hinaus ein- bis zweimal am Tag unterbrochen, um Messungen unter statischer Belastung für P_o und P_u durchzuführen. Dies geschah dergestalt, daß aus der dynamischen Beanspruchung heraus zunächst die Unterlast und dann die Oberlast angesteuert wurde (Balken 10 bis 13). Bei Balken 14 bis 17 hingegen wurde aus der Schwellbelastung heraus zunächst eine Last unterhalb der Unterlast und von dieser aus die Unterlast selbst angesteuert und dann wie oben geschildert verfahren.

Bei dieser zweiten Meßmethode, Teil-Entlastung vor der Messung, kann, wie Stichproben ergaben, im Fugenquerschnitt eine bis zu 10 % kleinere Dehnung bei Unterlast eintreten.

Im Laufe der Ermüdungsbeanspruchung verändern sich die Steifigkeitseigenschaften und damit auch die eingangs eingestellten Schwellbreiten. Die erforderlichen Korrekturen der Lastamplituden erfolgten - außer bei Balken 11 - bei allen anderen Versuchskörpern durch Herabsetzen der Unterlast.

Die Ober- und Unterlasten etc. sind in den Tabellen 6, 7 und 8 zusammengefaßt.

Im Hinblick auf die Sanierung von gerissenen Koppelfugen wurde Balken 16 nach 400 000 LW und Balken 17 nach 900 000 LW mit einem Epoxidharzsystem verpreßt, einem erneuten Dauerschwingversuch unterworfen und durch Erhöhung der Belastung wieder zum Reißen gebracht. Einzelheiten über den Verpreßvorgang enthält Anlage 1.

Rißbildungen wurden sowohl in der statischen Erstbelastungsphase als auch während der Lastwechselphase beobachtet; die Bilder 68-77 veranschaulichen den endgültigen Rißverlauf der Versuchsbalken. Es sind jeweils Vorder- und Rückseite dargestellt.

In jedem Versuch konnte eine zunehmende Schädigung des Fugenbereichs wahrgenommen werden. Als Zeichen der Zerstörung entstand eine mit steigender Lastspielzahl immer größer werdende Menge von feinem Zementstaub und Betonkrümeln unterhalb des Versuchsbalkens.

3. Versuchsergebnisse

3.1 Ermüdungsfestigkeiten

Zur Beurteilung der Ermüdungsfestigkeiten müssen die Versuche der Balken 1 bis 9 mit herangezogen werden, um möglichst umfassende Ergebnisse zur Verfügung zu haben.

Tabelle 9 sowie Bild 14, in denen die ertragenen Lastspielzahlen in Abhängigkeit von den Schwingbreiten im doppellogarithmischen Meßstab aufgetragen sind, enthalten deshalb die Ergebnisse aller 17 Versuchsbalken.

In Tabelle 9, Zeile 5, wurden die gemessenen Spannstahlspannungen infolge Eigengewicht und Vorspannung angegeben; sie entsprechen dem Mittelwert der Messungen am Spannglied. Die Spannungswerte der Zeilen 6 bis 9 wurden rechnerisch ermittelt, ausgehend von den Spannungswerten in Zeile 5, wobei Zustand II im Fugenbereich zugrunde gelegt wurde.

Zeile 10a zeigt die Werte, die bei einer Lastwechselzahl von 10^5 gemessen wurden. Die vergleichsweise geringe Änderung der Versuchslasten wurde durch die Ermittlung einer Ersatzschwingbreite/10/ berücksichtigt, die nach dem Verfahren von Palmgren - Miner /9,10/ und Swanson /11/ bestimmt wurde. Allerdings wurden in der Regel die rechnerischen Werte in Tabelle 9, Zeile 9, weder von den gemessenen noch von den korrigierten Schwingbreiten erreicht.

Bild 14 enthält die korrigierten Schwingbreiten. Es läßt erkennen, daß auch die Versuchsbalken 12, 14 und 16, deren Balkenhälften ungleich vorgespannt wurden, sowie die Balken 11 und 14, die im Fugenbereich ein veränderliches Biegemoment erhielten, sich gut in das Diagramm einfügen.

Für die Balken 16 und 17 wurde wegen des zwischenzeitlich ungerissenen Zustandes (verpreßte Koppelfuge) die Korrektur nach /9, 10, 11/ für drei verschiedene LW-Zahlen vorgenommen, wie aus Tabelle 10 ersichtlich ist.

Bild 14 enthält auch die Schwingbreiten, die in den jeweiligen Zulassungsversuchen $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel ertragen haben.

Brucherscheinungen:

Die Einzelstäbe des Spannverfahrens D & W brachen - wie in den uns vorliegenden Zulassungsversuchen - im Gewinde am Muffenausgang ohne Vorankündigung. Beim Balken 12 ist nur das hintere Spannglied gerissen.

Die Koppelstange des Spannverfahrens PZ brach ebenfalls ohne Vorankündigung im Muffenausgang bei Balken 14. Balken 13 war - wie die uns vorliegenden Zulassungsversuche - ein Durchläufer mit 2 Millionen Lastwechseln.

Bei den Litzenspannverfahren VSL erstreckte sich die Bruchphase über einen längeren Zeitraum. Der Bruch trat bei Balken 15 und 16, vom hörbaren Versagen einzelner Drähte oder Litzen an gerechnet, etwa innerhalb von 10 Minuten ein. Dagegen konnte bei Balken 17 ein hörbares Versagen einzelner Drähte lange vor dem Bruch des Versuchskörpers registriert werden. Tabelle 11 gibt den beobachteten Vorgang wieder. Tabelle 12 und Bild 13 veranschaulichen, in welchen Querschnitten die einzelnen Drähte brachen.

In den Bildern 15 bis 21 sind die Bruchquerschnitte der Spannstähle dargestellt. Die mikroskopischen Untersuchungen der Stahlbruchflächen enthält Anlage 2.

3.2 Spannstahlspannung während der Schwellbelastung

3.2.1 Änderung der Spannungsdifferenz $\Delta\sigma$

Die Änderung der Spannungsdifferenz aus Ober- und Unterlast im unmittelbaren Fugenbereich in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl zeigen die Bilder 22 bis 29 für jeweils einen Versuchsbalken.

Aus theoretischen Überlegungen wurde eine Entwicklung der gemessenen Spannungsschwankungen mit zunächst steigender, später konstanten und vor dem Bruch abfallenden Tendenz erwartet. Dem

steigenden Ast entspricht der vollständige Eintritt von Zustand II, dem abfallenden Ast eine allmähliche Einschnürung der Druckzone, Vergrößerung des Hebelarmes der inneren Kräfte und Einleitung des Bruches, ähnlich wie bei einem Balken mit Vorspannung ohne Verbund.

Dieses Verhalten wird durch die erwähnten Bilder nur bei den Balken 10 bis 13 deutlich bestätigt.

Dennoch ist als signifikant für alle Balken folgendes festzustellen:

- Sämtliche gemessenen Spannungsänderungen liegen mit Ausnahme der Anfangswerte der Muffe des Balkens 14 unter den rechnerischen Werten,
- die Meßwerte der linken, nicht gekoppelten Spanngliedhälfte liegen immer unterhalb der Meßwerte an der Koppelstelle,
- die Meßwerte der rechten, gekoppelten Spanngliedhälfte liegen
 - mit Ausnahme von Balken 16 - immer beträchtlich unterhalb denen der linken, nicht gekoppelten Spanngliedhälfte.

Darüber hinaus ergaben sich folgende Erkenntnisse:

Die Einzellast bei Balken 11 läßt, vom anfänglichen Dehnungsabfall in der Muffe abgesehen, auf keine Besonderheiten im Vergleich zu den in den Drittelpunkten belasteten Balken schließen. Balken 14 mit den nahe der Fuge konzentrierten Lasten läßt den eingangs erwähnten, anfänglichen Anstieg der Spannungsdifferenz nicht erkennen.

Die Versuchskörper 12, 14 und 16, deren Balkenhälften eine verschieden hohe Vorspannung erhielten, verhielten sich unterschiedlich:

Bei Balken 12 (D & W) stiegen die gemessenen Anfangswerte der Spannungsdifferenzen der rechten Balkenhälfte schnell auf einen Wert von fast doppelter Anfangsgröße, womit die Unterschiede zwischen linker und rechter Balkenhälfte vermindert wurden, da der gleichzeitige Anstieg in der linken Balkenhälfte mäßig war. Die Muffe verzeichnete hier von Versuchsbeginn an einen Abfall der $\Delta\sigma$.

Solche Gegebenheiten waren bei Balken 14 (PZ) und Balken 16 (VSL) nicht festzustellen, deren $\Delta\sigma$ -Werte zunächst konstant blieben und danach abfielen.

Der Einfluß der Epoxidharzverpressung bei Balken 16 und 17 ließ die Spannstahl-Spannungsdifferenz auf etwa ein Zehntel ihres Wertes vor der Verpressung absinken.

3.2.2 Änderung der gemessenen Dehnungen infolge Oberlast und Unterlast

Die Meßergebnisse der Dehnungen infolge Oberlast und Unterlast zeigen kein einheitliches Bild.

Eine Vergrößerung von $\Delta\sigma$ resultierte sowohl aus einem stärkeren Anstieg der Dehnungen infolge Oberlast als auch aus einem stärkeren Abfall der Dehnungen infolge Unterlast; das Entsprechende gilt für eine Verkleinerung von $\Delta\sigma$.

Seltener verlaufen dagegen die Dehnungen in der Weise "gegenläufig", daß die Dehnung infolge Oberlast steigt, und gleichzeitig diejenige infolge Unterlast abfällt, bzw. umgekehrt.

Bild 30 zeigt am Beispiel von Balken 14 die Gleichläufigkeit der Dehnungen - ausgenommen Meßstelle 19, deren Dehnungen infolge Ober- und Unterlast gegenläufig sind. Das Bild veranschaulicht auch die Auswirkungen einer Lastkorrektur durch Herabsetzen der Unterlast.

Alle gemessenen Dehnungen sind in einem gesonderten Tabellenband enthalten.

3.3 Meßergebnisse am Beton

Den Verlauf der Fugenrißöffnung im statischen Versuch zeigen die Bilder 31 bis 33, die Änderung der Rißbreiten während des Dauer-schwellversuches ist aus den Bildern 34 bis 36 zu ersehen, wobei die Rißbreiten in Spanngliedhöhe gemessen wurden. Die Werte für die Balken 16 und 17 sind nur bis zum Zeitpunkt des Verpressens aufgetragen, da durch diese Sanierungsmaßnahme der Riß völlig geschlossen wurde und Rißbreitenänderungen nicht mehr festzustellen waren.

Die Dehnungsmessungen in der Betondruckzone zeigen die Bilder 37-54, wobei insbesondere die Entwicklung der maximalen Stauchungen, d. h. deren Anwachsen über die Lastwechselzahl bemerkenswert ist. Direkt über der Fuge lagen die mit Weggebern gemessenen Werte erheblich über den rechnerischen Werten, siehe Bild 45 - 54.

Die mit Feinanteilen angereicherten Randzonen der beiden Betonierabschnitte dürften zu den hohen Meßwerten nicht entscheidend beitragen. Dafür sprechen die Messungen, die 20 cm entfernt von der Fuge mit DMS durchgeführt wurden und auch dort noch immer höhere Werte angezeigt wurden als sich rechnerisch ergaben, - obwohl davon ausgegangen werden kann, daß der Beton in diesem Schnitt schon ein "normales" Gefüge besaß.

So muß als Ursache für die hohen Betonstauchungen im Fugenbereich die Tatsache angesehen werden, daß sich, bedingt durch die Zwischenverankerung und die fehlende, durchgehende, untere schlaffe Bewehrung beide Balkenhälften wie zwei Einzelteile verhalten, sich dementsprechend gegeneinander verdrehen, was mit zunehmender Beanspruchungsdauer und Lösen des Verbundes der Spannglieder zu einer überhöhten Betonstauchung führt, wie sie Bild 55 zeigt.

Die schon früher vermutete und durch Untersuchung des Einpreßmörtels nachgewiesene Zerstörung des Verbundes wurde durch Messungen mittels Setzdehnungsmesser auf der seitlichen Betonoberfläche in Höhe des Spanngliedes überprüft. Diese an den Balken 16 und 17 durchgeführten Messungen verdeutlichen einerseits, daß der

Verbund nur außerhalb eines Bereiches von etwa 65 cm beiderseits der Fuge intakt ist, andererseits aber auch, daß der Verbund im Fugenbereich schon zu einem sehr frühen Zeitpunkt gestört wurde. Dieses Verhalten wurde auch in neueren Verbundversuchen /14/ beobachtet.

In Bild 56 sind die gemessenen Dehnungen für den Spannstahl und für den Beton über die Spanngliedlänge für die linke Balkenhälfte von Balken 16 aufgetragen. Die rechte Balkenhälfte sowie Balken 17 zeigen ähnliche Verhältnisse.

Messungen am Beton in der Zugzone neben der Fuge wurden nur bei den Balken 10 bis 14 vorgenommen und brachten keine neuen Erkenntnisse. Ihre Verläufe sind aus den Bildern 57 bis 61 zu ersehen.

3.4 Verpressen der Fuge mit Epoxidharz

Bei Balken 16 und 17 wurde der gerissene Koppelfugenbereich mit einem Epoxidharz verpreßt.

Der günstige Einfluß einer solchen Rißverpressung auf die Entwicklung der Spannstahldehnungen wird beispielhaft in den Bildern 62 a (Balken 16) und 62 b (Balken 17) verdeutlicht. Sie zeigen den Zusammenhang zwischen Spannstahldehnung unter Ober- und Unterlast und Lastwechselzahl.

Balken 16 wurde unter ruhender Last verpreßt; nach einer 3-tägigen Erhärtungsphase unter der gleichen Last wurde er erneut einer Schwellbeanspruchung unterworfen, wobei die Lastamplitude stufenweise vergrößert wurde (Bild 62 a).

Balken 17 wurde unter Schwellbeanspruchung verpreßt; die Amplitude der Fugenspaltbreite betrug rund 0,03 mm; noch in der Aushärtungsphase wurde die Lastamplitude erhöht (Bild 62 b).

Beide Balken zeigten folgendes Verhalten:

Vor Beginn der Verpreßarbeiten wurde unter Schwelllast ein konstanter Dehnungsunterschied am Spannstahl infolge Ober- und Unterlast gemessen (Zustand II). Bereits nach 3-tägiger Erhärtungszeit waren diese Dehnungsunterschiede nahezu abgebaut und Zustand I wieder erreicht.

Auch bei einer weiteren Steigerung der Schwellbelastung blieben die Spannstahl-Dehnungen zunächst nahezu unverändert und wuchsen erst an, als die Biegezugfestigkeit des Betons an der Unterseite wieder überschritten wurde und sich ein neuer Riß neben der Fuge, die jedoch selbst nicht aufriß, bildete.

Die Bilder 63 bis 67 zeigen den Fugenbereich von Balken 16 und 17 vor und nach dem Verpressen.

3.5 Rißverhalten

Die Bilder 68 bis 77 veranschaulichen die Rißentwicklung in den Versuchsbalken. Sie unterscheiden zwischen den Rissen, die während der statischen Belastung und der Schwellbelastung entstanden sind. Zusätzlich sind in den Bildern 75 und 77 jene Risse dargestellt, die sich bei den Balken 16 und 17 nach den Verpreßarbeiten aufgrund höherer Schwellbeanspruchung bildeten.

Eine Unterteilung der Risse in Biegerisse, horizontale Stegrisse sowie Rißverästelungen, so wie sie in der ersten Versuchsserie bei Balken 1 bis 9 festgestellt wurden, konnte erneut beobachtet werden. Auch die erstmals untersuchten Litzenspannverfahren zeigten Risse aller drei Kategorien.

Zusätzlich wurden bei Balken 13 und 14 Rißverästelungen registriert, die auf die verminderte Güte des Einpreßmörtels einerseits und die geringere Vorspannung andererseits zurückzuführen sind.

4. Diskussion der Ergebnisse

Aus den vorliegenden Versuchen an einbetonierten Koppelankern lassen sich folgende Schlußfolgerungen ziehen:

4.1 Lastwechselzahlen und Bruchvorgänge

- Die hier aufgebrachten Spannungsamplituden ($\Delta\sigma = 125$ bis 250 N/mm^2) führten bei Lastspielzahlen von $N = 2$ bis $17 \cdot 10^5$ einen Ermüdungsbruch herbei. In einem Fall gab es einen Durchläufer mit $2 \cdot 10^6$ LW (vergl. Bild 14).
- Beim Spannverfahren D & W traten die Brüche in jenen Bereichen des Koppelankers ein, in welchen sie auch in den Zulassungsversuchen, d. h. im nicht einbetonierten Zustand, beobachtet wurden.

Beim Spannverfahren PZ brach bei einem Balken die Koppelstange im Muffenausgang, wo eine zusätzliche Biegebeanspruchung nachgewiesen wurde; der andere Versuchsbalken war ein Durchläufer. Bei den uns vorliegenden Zulassungsversuchen wurden keine Brüche beobachtet; es handelte sich stets um Durchläufer.

Beim Litzenspannverfahren Losinger/SUSPA brachen die Litzen mehrheitlich innerhalb der Kupplungsbüchse am Beginn der Verkeilung. In den uns vorliegenden Zulassungsversuchen sind Drahtbrüche sowohl im Bereich der Keile, am Klemmring als auch in den Preßhülsen des angekoppelten Spanngliedes aufgetreten.

- Im Koppelfugenbereich lagen die Nulllinie höher als es der Balkentheorie für Zustand II entspricht, was zu einer Einschnürung der Biegedruckzone mit hohen Betonstauchungen unmittelbar über der Fuge führte. Die Ursachen dieser Erscheinung sind nach u. E. im Fehlen einer die Koppelfuge kreuzenden Betonstahlbewehrung und im Lösen des Verbundes der Spannglieder beiderseits der Fuge zu sehen, wodurch sich beiderseits der gerissenen Koppelfuge ein Scheibenspannungszustand ausbilden kann.

4.2 Rißbildungen

- Unter Last öffnete sich bei allen Versuchen zunächst die Koppelfuge; die Rißlänge entsprach nur anfänglich der rechnerischen Höhe der Zugzone nach Balkentheorie. Im Laufe der weiteren Belastungsvorgänge verlängerte sich der Koppelfugenriß und bildeten sich weitere Risse, die in drei Kategorien einzuteilen sind:

- a) Biegerisse in den Stegen, ausgehend von der Balkenunterseite. Bemerkenswert ist, daß der Abstand dieser Risse untereinander deutlich kleiner ausfällt als der Abstand des ersten dieser Risse von der Koppelfuge. Diese Biegerisse steigen auch nicht so hoch auf wie der Koppelfugenspalt.

Ursache dieser Erscheinung dürfte die Mitwirkung der Schlaubbewehrung sein.

- b) Ausgehend vom Koppelfugenspalt bildeten sich nahezu horizontal verlaufende Stegrisse, die auf annähernd vertikal verlaufende Zugspannungen - also parallel zur Koppelfuge - schließen lassen. Diese Risse dürften mit der in Nähe des Koppelfugenspaltes örtlich auftretenden, vergleichsweise größeren Querschnittsrotation und dem bereits erwähnten Scheibenspannungszustand im Zusammenhang stehen; ähnliche Risse wurden regelmäßig bei Versuchen mit Vorspannung ohne Verbund beobachtet, wenn eine im Verbund liegende Betonstahlbewehrung fehlt /18/. Diese Risse sind mit der nachgewiesenen Minderung des Verbundes zwischen Spannglied und Bauteil in Verbindung zu bringen; die längsten Risse dieser Art zeigten die Balken 13 und 14, Verfahren P + Z, mit dem längsten Koppelbereich und geringerer Güte des Einpreßmörtels.

Die Risse nach a) und b) traten bereits vor Beginn der Schwellbeanspruchung und unterhalb der später angesteuerten Oberlast auf.

- c) Rißverästelungen an den Stegseitenflächen, genau über dem Koppelglied (Muffe bzw. Kupplungsbüchse) in Richtung des Spanngliedes verlaufend.

Es entsteht der Eindruck, daß die nächst der Koppelfuge dicht nebeneinander liegenden Festanker bzw. Koppelanker durch Keil- oder Spaltwirkung zu den beobachteten Rissen führten; insbesondere eine ungewollte Verankerungswirkung des Koppellements könnte die Ursache sein.

4.3 Bewertung der Ermüdungsfestigkeiten:

Eine Auftragung der bisher gewonnenen Ergebnisse im doppellogarithmischen Maßstab (Bild 14) läßt kein außergewöhnliches Verhalten erkennen. Dies wäre dann anzunehmen, wenn eine aus der Lage der Versuchspunkte bestimmte Gerade im Bereich von 2,0 Mio Lastwechseln deutlich unterhalb der aus den Zulassungsversuchen ermittelten Werte verlief. Dies ist jedoch nicht der Fall. Selbst bei ungünstigster Betrachtung endet eine in das Kollektiv der Versuchswerte gelegte, ausgleichende Gerade immer noch im Bereich der Zulassungswerte.

Für den Abfall der gemessenen Spanngliedspannungen gegenüber der Rechnung (Tabelle 9) können mehrere Gründe angeführt werden: Zunächst liegt die Nulllinie im Versuch höher als nach Balkentheorie, - weil die Verbundstörung einen Schlupf des Spanngliedes und größere Rotationen im Koppelfugenriß zur Folge hatte, - was zu einer Vergrößerung des Hebelarmes der inneren Kräfte führt, zum anderen konnte nicht exakt in der Fuge, sondern nur in einem nahe gelegenen Querschnitt gemessen werden, in dem möglicherweise die Spannkraft schon abgefallen war und schließlich erfolgte der Bruch nie in einem Meßquerschnitt, so daß die zum Bruch führende Spannung nicht unmittelbar erfaßt werden konnte.

Weil diese Einflüsse in ihrer Auswirkung nicht im einzelnen bekannt sind, wurde darauf verzichtet, die Versuchswerte im Hinblick auf Einzeleinflüsse zu interpretieren oder gar zu "korrigieren".

Die an einbetonierten Betonstählen festgestellten, vergleichsweise hohen Abminderungen der Dauerschwellfestigkeit gegenüber den Ergebnissen einer Prüfung im Norm- oder Zulassungsversuch an geraden, nackten Proben konnten hier nicht bestätigt werden; die vergleichsweise geringe Ermüdungsfestigkeit von nicht einbetonierten Koppelkonstruktionen ist in erster Linie in der konstruktiven Ausbildung der Koppellemente zu sehen, wo zusätzliche Einwirkungen, wie Kerbspannungen oder Querdruck am Spannstahl infolge Gewinde oder Verkeilung auftreten und zu einer erheblichen Abminderung der Schwellfestigkeit führen; der zusätzliche Einfluß z. B. der Reibkorrosion im einbetonierten Zustand erlangt solcherart nur sekundäre Bedeutung. Über den Einfluß einer zusätzlichen Biegebeanspruchung der Koppelkonstruktion wird in Abschnitt 4.4 berichtet.

Die Ermüdungsbrüche gingen stets vom Koppelbereich der Spannglieder aus. Dies war auch der Fall, wenn beide Balkenhälften ungleich hoch vorgespannt waren. Im Ermüdungsdiagramm lassen diese Balken keinen signifikanten Unterschied zu den beiderseits der Koppelfuge gleich hoch vorgespannten Balken erkennen.

Entsprechendes gilt für die Balken, die durch eine Einzellast über der Fuge oder durch ein konzentriertes Lastpaar knapp neben der Fuge belastet wurden. Weder erfolgte der Bruch an anderer Stelle als bei den Versuchskörpern mit konstantem Biegemoment beiderseits der Fuge noch zeigte sich im Ermüdungsbild ein außergewöhnliches Verhalten.

4.4 Vergleich mit schwedischen Versuchen

Nach Fertigstellung dieses Berichtes traf eine Publikation von Emborg, Cederwall und Elfgrén /17/ ein, wo ebenfalls über Dauerschwellversuche an einbetonierten Koppelankern, aber auch an einbetonierten ungekoppelten Spanngliedern berichtet wird.

Diese Versuche können als Ergänzung zu den vorliegenden Ergebnissen herangezogen werden, obwohl Unterschiede in den Abmessungen (geringere Balkenhöhe) und in der konstruktiven Aus-

bildung der Versuchskörper bestehen.

In /17/ werden folgende Schlußfolgerungen gezogen:

"Gekoppelte Spannbetonbalken zeigen eine erheblich niedrigere Ermüdungsfestigkeit als ungekoppelte Balken. Die ertragene Lastspielzahl beträgt nur 10 bis 15 % der Lastspielzahl der ungekoppelten Balken (vergl. Bild 14a). Die möglichen Gründe hierfür sind:

- Im Koppelbereich fällt die Vorspannkraft durch hohe Kriechverformung ab. Dieser Spannkraftverlust führt zu Rissen und zum Anstieg der Spannstahl-Spannungsamplitude im Koppelbereich. Ein Balken im Gebrauchslastbereich kann deshalb zu Bruch gehen, obwohl die rechnerischen Spannungsamplituden (für einen ungerissenen Balken) keinen Anlaß für einen Bruch geben.
- Die geringe Ermüdungsfestigkeit der Kopplung selbst. Dies kann die festgestellten Unterschiede der Ermüdungsfestigkeiten zwischen gekoppelten und ungekoppelten Balken mit gleichen Spannungsamplituden erklären.
- Lokale Biegebeanspruchung der Kopplungselemente und Reibung zwischen den Kopplungselementen und dem Beton führen zu Spannungskonzentrationen, die den Bruch der Spannglieder bewirken."

Der Vergleich der Ergebnisse nach /17/ mit den vorliegenden Versuchen (Bild 14a) führt zu folgenden, weiteren Schlußfolgerungen:

- Die Ermüdungsfestigkeit (Schwellfestigkeit) einbetonierter Spanngliedkopplungen kann die Zulassungswerte unterschreiten, wenn das Koppelement einer zusätzlichen ermüdenden Biegebeanspruchung ausgesetzt wird. Die Versuchsbalken nach /17/ besaßen eine Bauhöhe von 350 mm bei einer Stützweite

von 2600 mm; die Krümmung im Bereich der Koppelfuge war daher deutlich stärker als bei den Versuchen der Verfasser mit nahezu doppelt so hohen Balken, aber ähnlichen Randdehnungen. Dies kann jedoch nur als Hinweis verstanden werden und bedarf näherer Untersuchung. Biegebeanspruchungen der Spannglieder im Koppelbereich können Spannungskonzentrationen und hierdurch geringere Schwellfestigkeiten verursachen, allerdings dürften Biegebeanspruchungen der hier infrage stehenden Art in wirklichen Bauteilen selten auftreten.

- Nicht gekoppelte, einbetonierte Spannglieder zeigen gegenüber den Ergebnissen von Norm- bzw. Zulassungsversuchen an Spanndrähten deutlich geringere Schwellfestigkeiten. Als Ursache kommt in erster Linie die sog. Reibkorrosion in Frage, die anscheinend aber nur im Bereich von Rissen signifikante Auswirkungen zeigt. Die wenigen, bisher bekannt gewordenen Versuchsergebnisse deuten unter diesen Voraussetzungen auf einen Abfall der Schwellfestigkeiten um etwa 30 % hin.

4.5 Verpressen gerissener Koppelfugen, weitere Schwellbeanspruchung

Ein besonderes Augenmerk verdienen jene Versuchsbalken, deren Koppelfugenrisse nachträglich verpreßt wurden. Über diese Sanierungsmethode liegen den Verfassern aufgrund der im Hause durchgeführten Grundsatzversuche für das Rißverpressen nach dem Merkblatt des BMV/13/ bereits umfangreiche Erfahrungen vor, die im Rahmen dieser Versuche ergänzt werden konnten.

Das Verpressen im Rahmen der Grundsatzprüfung erfolgte unter einer Schwell- und einer statischen Belastung, die jeweils noch 3 Tage nach dem Verpreßende aufrecht erhalten wurde. Bei den Koppelbalken 16 und 17 wurden hingegen die Lasten innerhalb der Erhärtungsphase des Harzes verändert:

Der unter ruhender Last verpreßte Balken 16 erhielt nach einer dreitägigen Aushärtephase eine erneute Schwellbeanspruchung, die stufenweise bis zur Bildung neuer Risse erhöht wurde. Die verpreßte Koppelfuge riß nicht auf, vielmehr verlief ein neuer Riß knapp daneben, etwa über dem Koppелеlement.

Zu beachten ist hierbei, daß die Haftbedingungen an der glatten, betoplan-geschalteten Koppelfuge zusätzliche, ungünstige Voraussetzungen darstellten.

Bei dem unter Schwellast verpreßten Balken 17 - Fugenspaltamplitude Δw etwa $\sim 0,03$ mm - wurde 4 Stunden nach Beendigung der Verpreßarbeiten die Oberlast unter Beibehaltung der Unterlast erhöht. Diese für die Wirksamkeit der Rißverpressung äußerst ungünstige Maßnahme bewirkte, daß am unteren Rand des Fugenspaltes durch die Vergrößerung der Fugenbreite letztlich zu wenig Verpreßmaterial vorhanden war. Die Auswirkungen auf das Tragverhalten der verpreßten Fuge waren gleichwohl außerordentlich gering: Sie ertrug selbst unter extrem erhöhter Schwellast - vergl. Bild 62b - noch 400 000 LW! Die Fuge riß nur auf den unteren 10 cm teilweise auf. Ansonsten verlief auch hier der neue Riß im Beton - vergl. Bild 21 und 77 - wobei in Höhe des Spanngliedes eine Rißverzweigung auftrat.

Für die Praxis ergibt sich der Hinweis, daß Verpreßarbeiten unter geringer Verkehrsbelastung (PKW-Verkehr) ausgeführt werden dürfen; diese Belastung darf in der Erhärtungsphase des Harzes, die mit mindestens 3 Tagen anzusetzen ist, nicht erhöht werden.

Wünschenswert wäre es, nach Beendigung der Verpreßarbeiten eine Lastumstellung dergestalt vorzunehmen, daß das eingepreßte Harz im Riß zusammengedrückt wird und dadurch gewissermaßen eine Druckvorspannung erhält. Dies ist jedoch nur in Sonderfällen zu realisieren.

5. Zusammenfassung

Es wurden weitere acht Dauerschwellversuche an einbetonierten Koppelankern durchgeführt, womit einschließlich der Versuche aus der 1. Serie 17 Versuchskörper zur Beurteilung vorliegen.

Das Gesamtprogramm umfaßte vier verschiedene Spannverfahren, eine konstante sowie veränderliche Biegebeanspruchung im Fugenbereich, gleiche und ungleiche Vorspannung im Koppelbereich sowie ein breites Spektrum planmäßig aufgebrachtener Spannstahl-Spannungs-Amplituden. An zwei Balken wurde nach Ermüdungsbeanspruchung zusätzlich eine Rißverpressung als Sanierungsmaßnahme vorgenommen und die Ermüdungsbeanspruchung fortgesetzt.

Gegenüber den Dauerschwellfestigkeiten der Koppelkonstruktionen der untersuchten Verfahren, so wie sie den Zulassungsversuchen zu entnehmen sind, ergaben die vorliegenden Versuchsergebnisse keine Einschränkungen.

LITERATURVERZEICHNIS

- / 1/ Jungwirth, D.:
Erforderliche Dauerschwingfestigkeit der Verankerungen und Stöße von Spannverfahren.
Bericht der Fa. Dyckerhoff & Widmann (1969)
- / 2/ Kordina, K.:
Schäden an Koppelfugen. Beton- und Stahlbetonbau 74
(1979) 95-100
- / 3/ Pfohl, H.:
Mitteilungen der Bundesanstalt für Straßenwesen 3/79
Heft 12
- / 4/ Engelke, P.:
Überblick über Ursachen und Bedeutung von Schäden
im Bereich von Spannglied-Kopplungen.
Straße und Autobahn 11 (1980) 499-507
- / 5/ Kordina, K.; Iványi, G.; Günther, J.:
Dauerschwingversuche an Koppelankern unter praxis-
ähnlichen Bedingungen (Koppelfuge im Zustand II).
TU Braunschweig, Institut für Baustoffe,
Massivbau und Brandschutz, Forschungsbericht
(1979)
- / 6/ Zulassungsbescheid Dywidag-Einzelspannglieder;
Nr. Z-13, 1-19, 1978
- / 7/ Zulassungsbescheid Polensky & Zöllner; Nr. Z-13.1-17,
1980
- / 8/ Zulassungsbescheid VSL-Litzen-Spannverfahren
Ø 12,9 mm; Nr. Z-13.1-47, 1981
- / 9/ Palmgren, A.:
Die Lebensdauer von Kugellagern. VDI-Zeitschr. 68
(1924) 339-341
- /10/ Miner, M.A.:
Cumulative Damage in Fatigue. J. Appl. Mech. 12
(1945) 159-164
- /11/ Swanson, S.R.:
Random Load Fatigue Testing - A State of Survey.
Materials Res. Standards 8 (1968) 10-44
- /12/ Rüschi, H.; Kordina, K.; Zelger, C.:
Bruchsicherheit bei Vorspannung ohne Verbund.
DAfStb., H. 130, Berlin: Ernst & Sohn 1959
- /13/ Merkblatt für das Verpressen von Rissen mit Epoxid-
harzsystemen im Bereich von Spannglied-Koppelstellen,
BMV 1980

- /14/ Kordina, K.; Weber, V.:
Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund in Abhängigkeit von Größe und Dauer der Schwellbeanspruchung - in Vorbereitung -
- /15/ Kordina, K.; Günther, J.:
Dauerschwellversuche an Koppelankern unter praxisähnlichen Bedingungen.
Bauingenieur 57 (1982) 103-108
- /16/ Kordina, K.; Iványi, G.; Günther, J.:
Dauerschwingversuche an Koppelankern unter praxisähnlichen Bedingungen (Koppelfuge im Zustand II).
Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik
Heft 326
- /17/ Emborg, M.; Cederwall, K.; Elfgren, L.:
Fatigue strength of cable couplers in prestressed concrete beams.
Technical Report 1983: 12 T, University of Lulea, Schweden
- /18/ Rüschi, H.; Kordina, K.; Zelger, C.:
Bruchsicherheit bei Vorspannung ohne Verbund.
DAfStb., Heft 130, Berlin: Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, 1959

	Balken 10, 11, 12	Balken 13, 14	Balken 15, 16, 17
Verfahren	Dyckerhoff & Widmann	Polensky + Zöllner	SUSPA/Losinger
Bezeichnung	Ø 32 glatt	A 100	5 - 12 s
Beschaffenheit	Einzelstab	Bündel (Drähte)	Bündel (Litzen)
Güte (N/mm ²)	835/1030	1420/1570	1570/1770
Anzahl der Stäbe	2 Ø 32	1 Bündel mit 33 flach 40 gerippt	1 Bündel mit 12 7-drähtigen Litzen
Querschnitt ges.	2 x 8,04 = 16,08 cm ²	33 x 0,4 = 13,2 cm ²	12 x 1,0 = 12 cm ²
V _{zul} je Stab oder Bündel	455 kN	1140 kN	1168 kN
σ _{zul} (N/mm ²)	566,5	863,5	973,5
Dauerschwingfestigkeit bei 2·10 ⁶ LW (N/mm ²)	98	78	90
zul. Schwingbreiten (N/mm ²)	67,5	54	62

Tabelle 1: Spanngliedeigenschaften

Versuchsbalken	betoniert am	Betonalter bei Prüfbeginn	Würfelfestigkeit (N/mm²)			Prismen- festigkeit	Biegezug- festigkeit	Spaltzug- festigkeit	E-Modul
	Prüfbeginn am		7 Tage	28 Tage	bei Prüfbeg.		bei Prüfbeginn (N/mm²)		
Nr. 10	27./28.10.80	32 Tage	53	62	65 (35 T.)	47,7 (35 T.)	3,46 (35 T.)	3,54 (35 T.)	41 200 (35 T.)
	28.11.80			63 D 63 DII					
Nr. 11	27./28.10.80	91 Tage	53	62	65 (92 T.)	51 (92 T.)	4,48 (92 T.)	4,62 (92 T.)	41 100 (92 T.)
	26.1.81			63 D 63 DII					
Nr. 12	27./28.10.80	73 Tage	53	62	63 (84 T.)	51 (86 T.)	4,36 (84 T.)	4,13 (84 T.)	42 600 (86 T.)
	8.1.81			63 D 63 DII			4,14II (84 T.)		
Nr. 13	28./29.7.81	44 Tage	43	66 D	63 (45 T.)	53 (49 T.)	4,01 (49 T.)	3,66 (49 T.)	34 800 (49 T.)
	10.9.81			57 DII			4,11III (48 T.)		
Nr. 14	28./29.7.81	87 Tage	43	66 D	65 (93 T.)	51 (93 T.)	4,72 (93 T.)	3,44 (93 T.)	33 200 (93 T.)
	23.10.81			57 DII					
Nr. 15	19./20.1.82	29 Tage	45	56 D	55	38	3,41 (28 T.)	3,37	30 700
	17. 2.82			59 DII			3,43II (28 T.)		
Nr. 16	15./16.3.82	42 Tage	46	56 D	61	45 (43 T.)	4,06 (43 T.)	3,51 (43 T.)	31 300
	26. 4.82			56 DII			3,76II (42 T.)		
Nr. 17	11./12.5.82	42 Tage	44	57 D	59 (43 T.)	46 (45 T.)	3,93 (43 T.)	3,71 (43 T.)	36 000
	22. 6.82			58 DII			3,96II (43 T.)		

Tabelle 2: Betonfestigkeiten

D = Lagerung n. DIN
II = 2. Balkenhälfte

()-Werte: Prüfalter der Begleitk. , wenn vom Prüfalter
der Balken abweichend

Versuchsbalken Nr.	injiziert am	Mörtelalter bei Prüfbeginn	Druckfestigkeit (N/mm ²)		
	Prüfbeg. am		7 Tage	28 Tage	bei Prüf- beginn
10	6. 11. 1980	22 Tage	28,1	46,7	43,0 (21.T)
	28. 11. 1980				
11	26. 11. 1980	61 Tage	29,2	40,7 (27 T.)	42,5 (62 T.)
	26. 1. 1981				
12	26. 11. 1980	43 Tage	21,6	37,3 (27 T.)	46 (46 T.)
	8. 1. 1981				
13	17. 8. 1981	24 Tage	-	30,5	-
	10. 9. 1981				
14	17. 8. 1981	67 Tage	-	-	31 (70 T.)
	23. 10. 1981				
15	3. 2. 1982	14 Tage	48	55	-
	17. 2. 1982				
16	6. 4. 1982	20 Tage	54	-	61
	26. 4. 1982				
17	9. 6. 1982	13 Tage	-	55	-
	22. 6. 1982				

Tabelle 3: Eigenschaften des Einpreßmörtels

Versuchsbalken	Element	Umrechnungsfaktor für den Spannstahl
10, 11, 12	Schraubmuffe	3,32
13,14	Schraubmuffe Koppelstange	21,62 1,46
15, 16, 17	verwundene Drähte Kupplungsbüchse	1,04 (31,95)

Tabelle 4: Eichversuche

Meßquerschnitt	Lage	Litzen-Nr.						Meßstellen-Nr.					
M Q 1	Spannanker links	3	5	9	12			21	22	23	24		
M Q 2	" "	2	6	8	10			25	26	27	28		
M Q 3	" "	1	4	7	11			29	30	31	32		
M Q 4	Koppelbereich links	3	5	9	12			33	34	35	36		
M Q 5	" "	2	6	8	10			37	38	39	40		
M Q 6	" "	1	4	7	11			41	42	43	44		
M Q 7a	" "	4	6	7	9	10	12	45	46	47	48	49	50
M Q 7b	" "	1	2	3	5	8	11	51	52	53	54	55	56
M Q 8	Koppelbereich rechts	101	102	103	104	105	106	58	59	60	62	63	64
		107	108	109	110	111	112	66	67	68	61	65	57
M Q 9	" "	102	105	108	110	111	112	70	72	74	71	73	69
M Q 10	" "	102	104	106	109			75	76	77	78		
M Q 11	" "	101	103	105	107			79	80	81	82		
M Q 12	Spannanker rechts	101	104	107	111			83	84	86	85		
M Q 13	" "	102	106	108	110			87	89	90	88		
M Q 14	" "	103	105	109	112			92	93	94	91		

Tabelle 5: Lage der Meßstellen Balken 15, 16, 17 (VSL)

Balken Nr.	Äußere Belastung (kN, kNm)					Änderung der Last- differenz nach Σ LW
	Oberlast		Unterlast		ΔM	
	P	M	P	M		
10	268	482,4	216	388,8	93,6	10 000
	270	486,0	211	279,8	106,2	
11	340	476	235	329	147	keine
12	270	486	211	379,8	106,2	13 000
	280	504	215	387	117	
13	335	603	275	495	108	2 000
	335	603	295	531	72	1 461 000
	335	603	280	504	99	1 513 000
	335	603	275	495	108	1 772 000
	335	603	260	468	135	
14	225	517,5	180	414	103,5	60 600
	225	517,5	170	391	126,5	205 000
	225	517,5	165	379,5	138	
15	344	619,2	276	496,8	122,4	11 400
	344	619,2	260	468	151,2	

Tabelle 6: Änderung der äußeren Lastdifferenzen bei Balken 10 bis 15

Balken Nr. 16	Äußere Belastung (kN, kNm)					Ertragene Lastwechsel	
	Oberlast		Unterlast		ΔM	für die Lastdifferenz	in Summe
	P	M	P	M			
unverpreßter Zustand	344	619,2	294	529,2	90	10 000	10 000
	344	619,2	278	500,4	118,8	409 900	419 900
Verdämmungs- und Verpreßarbeiten: Standzeit des Balkens 5 Tage unter Unterlast							
verpreßter Zustand	311	559,8	278	500,4	59,4	9 400	429 300
	327,5	589,5	278	500,4	89,1	51 600	480 900
	344	619,2	278	500,4	118,8	113 500	594 400
	360,5	648,9	278	500,4	148,5	17 600	612 000
Neuer Riß neben der Fuge nach 612 000 LW, Belastung beibehalten							
gerissener Zustand	360,5	648,9	278	500,4	148,5	177 500	789 500

Tabelle 7: Änderung der äußeren Lastdifferenzen bei Balken 16

Balken Nr. 17	Äußere Belastung (kN, kNm)					Ertragene Lastwechsel	
	Oberlast		Unterlast		ΔM	für die Lastdifferenz	in Summe
	P	M	P	M			
unverpreßter Zustand	344	619,2	300	540	79,2	942 600	942 600
Verdämmungsarbeiten: Standzeit des Balkens 1 Tag unter Unterlast							
Verpreßarbeiten	311	559,8	300	540	19,8	10 100	952 700
verpreßter Zustand	311	559,8	300	540	19,8	8 700	961 400
	322	579,6	300	540	39,6	115 700	1 077 100
	344	619,2	300	540	79,2	11 500	1 088 600
	355	639	300	540	99	71 900	1 160 500
	366	658,8	300	540	118,8	43 900	1 204 400
	377	678,6	300	540	138,6	41 700	1 246 100
	388	698,4	300	540	158,4	≈ 28 900	≈ 1 275 000
Neuer Riß neben der Fuge zwischen 1,26 und 1,29 Mio LW, Belastung beibehalten							
gerissener Zustand	388	698,4	300	540	158,4	≈ 397 400	1 672 400

Tabelle 8: Änderung der äußeren Lastdifferenzen bei Balken 17

1	Spannverfahren	Dyckerhoff & Widmann							Polensky & Zöllner						Ph. Holzmann			SUSPA/Losinger				
2	zul. Schwingbreite $\frac{N}{mm^2}$	67,5							54						67,5			62				
3	σ_{zul} N/mm ²	566,5							863,5						863,5			973,5				
4	Balken Nr.	1	2	3	10	11	12 ¹⁾		4	5	6	13 ²⁾		14 ¹⁾		7	8	9	15 ³⁾	16 ¹⁾³⁾		17 ³⁾
5	σ_v N/mm ²	373	390	405	393	426	417	348	644	654	595	570	464	365	623	644	651	678	751	588	815	
6	σ_u N/mm ²	490	497	490	521	476	533	520	735	735	710	852	635	622	802,5	707,5	752,5	853	910	885	983	
7	σ_o N/mm ²	665	650	675	650	642	674	666	905	905	930	962	824	816	955	877,5	955	1104	1101	1086	1108	
8	σ_m N/mm ²	577,5	573,5	582,5	585,5	559	603,5	593	820	820	820	907	729,5	719	879	792,5	854	978,5	1005,5	985,5	1045,5	
9	$\Delta\sigma_{rech.}$ N/mm ²	175	153	185	129	166	141	146	170	170	220	110	189	194	152,5	170	202,5	251	191	201	125	
10a	$\Delta\sigma$ N/mm ² nach 10 ⁵ J/W	155	134	191	109	116	109		197	150	180	(82) ²⁾		170		194	188	175	169	117		88
10b	$\Delta\sigma$ N/mm ²	160	131	192	101	121	109		189	153	195	(72) ²⁾		163		152	184	173	149	96		94
11	ertragene Lastwechsel in Tausend	147,5	270,3	133,4	1139,3	207	485,9		253,9	149,9	132	2000	286,7		273,6	201,7	178,2	326	789,5		1672,4	

Tabelle 9: Schwingbreiten und Lastwechselzahlen
- alle Spannungen beziehen sich auf
den Spannstahlquerschnitt -

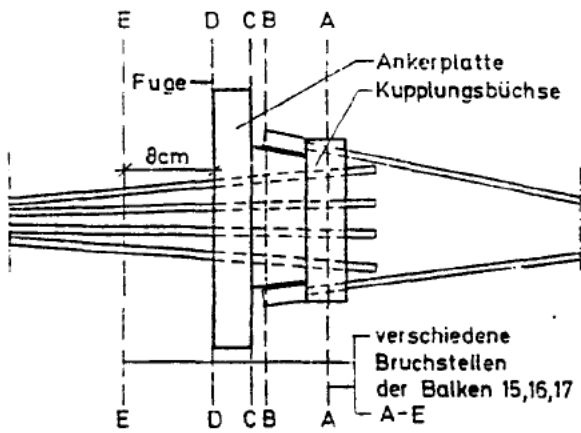
- 1) Balken Nr. 12, 14 u. 16 waren ungleich vorgespannt
- 2) Bei Balken Nr. 13 sind die Meßstellen auf der Muffe ausgefallen. ()-Werte nächste Meßstelle auf dem Spannstahl
- 3) Balken Nr. 15, 16 u. 17 neben der Fuge auf der Litze gemessen

Betrachtete Versuchsdauer von Versuchsbeginn	Balken 16		Balken 17	
	$\Delta\sigma$	zugeh. LW	$\Delta\sigma$	zugeh. LW
¹ bis zum Verpressen	114,5	419900	90	942600
² bis zum Bruch	96	789500	94	1672400
³ bis zum Bruch, jedoch verpreßter, ungerissener Zustand ausgeklammert	112	597400	105	1340000

Tabelle 10: $\Delta\sigma$ -Werte für die Balken 16 u. 17 - siehe auch Diagramm Bild 14 -

Lastwechselzahl	Zustand des Balkens/ Zeitpunkt des Bruchs	Anzahl der hör- bar gerissenen Drähte
1 509 700	Schwellbelastung	2
1 555 400	Schwellbelastung (~1000 LW nach Messung)	2
1 670 500	Schwellbelastung	1
1 672 300	Während der Messung beim Ansteuern der Oberlast	1
1 672 400	Unmittelbar nach der Mes- sung beim Übergang stat. Last/Schwellast	1
Nach weiteren 40 LW rissen mehrere Drähte/Litzen, die innerhalb weniger Sekunden zum Bruch führten.		

Tabelle 11: Bruchvorgang beim Balken 17



Bruchstellen Balken 15,16,17 (VSL)
- siehe auch Tabelle 10 -

Balken 15

Litze Nr.	Anzahl der gerissenen Drähte	im Schnitt
11	6 1	A - A F - F
1-10,12	6	A - A

Balken 16

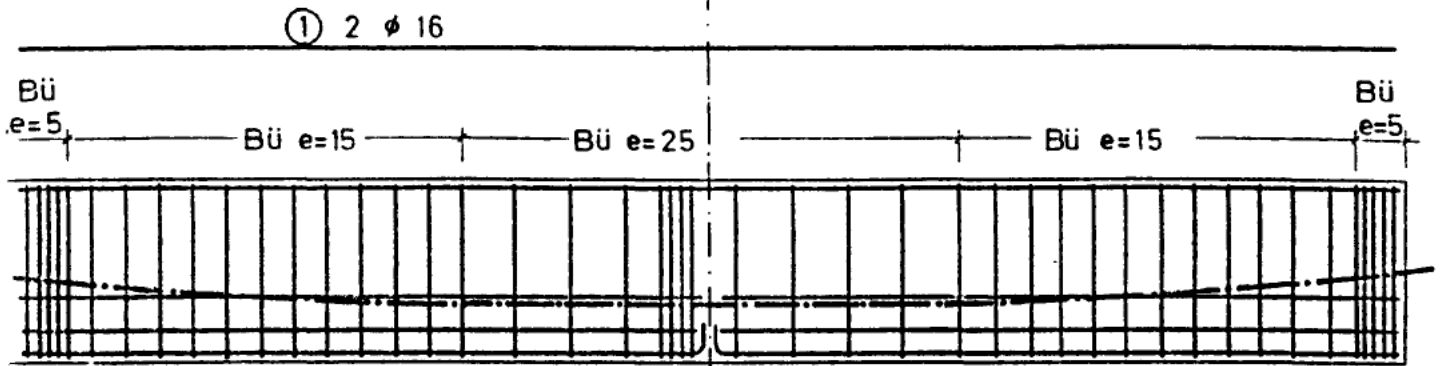
Litze Nr.	Anzahl der gerissenen Drähte	im Schnitt
9	7	A - A
1	6 1	A - A B - B
2-8 10-12	6	A - A

Balken 17

Litze Nr.	Anzahl der gerissenen Drähte	im Schnitt
1	6 1	D - D E - E
8,12	7	C - C
7	2 5	C - C A - A
2-6 9-11	6	A - A

Tabelle 12: Lage der Bruchstelle in den Drähten der Balken 15 - 17

a



a

② 2x2 = 4 ϕ 16

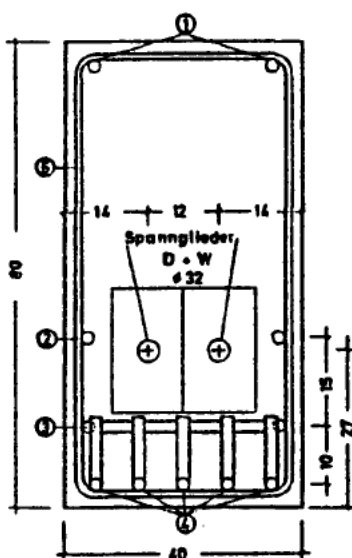
③ 2x1 = 2 ϕ 16

④ 2x5 = 10 ϕ 16

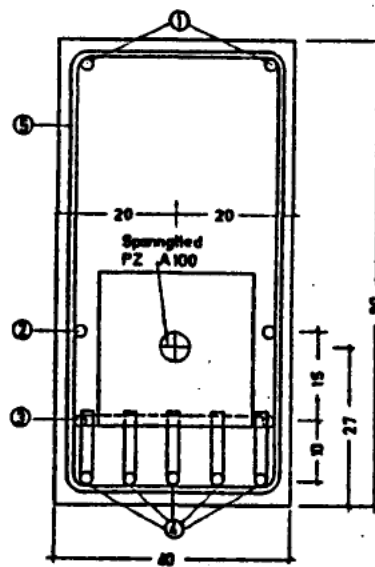


⑤ ϕ 10,
e = 25cm
bzw. 15cm
bzw. 5cm

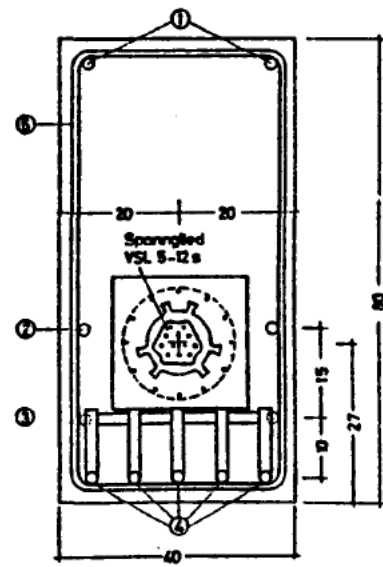
Prüfkörper
„Seitenansicht“



D+W-Querschnitt
„Schnitt a-a“



PZ-Querschnitt
„Schnitt a-a“



VSL-Querschnitt
„Schnitt a-a“

Bild 1: Spannglied- und Bewehrungsführung

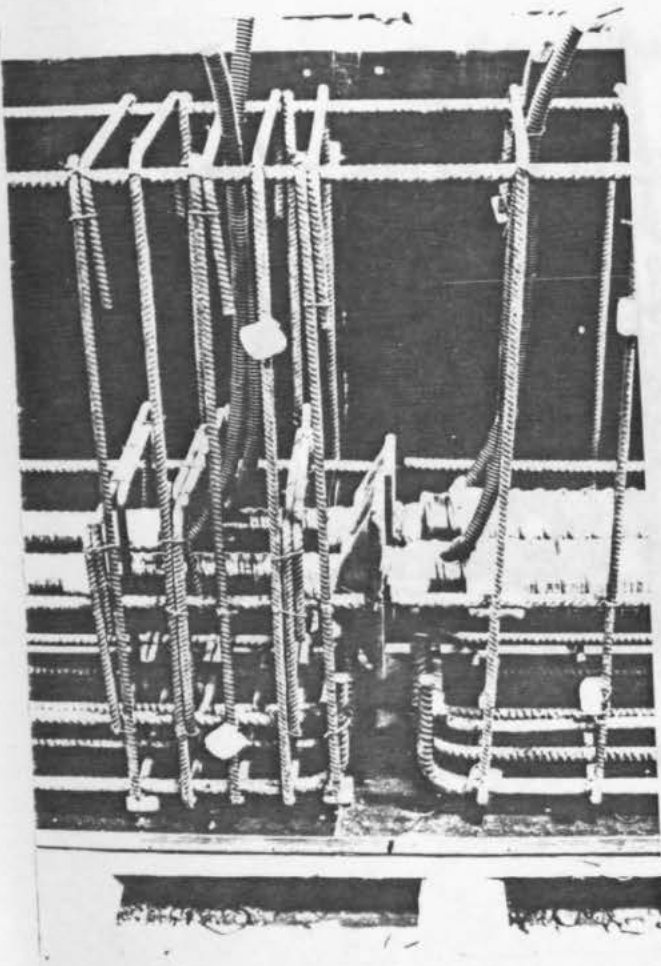


Bild 2: Koppelstelle

Balken 10, 11, 12 (D & W)

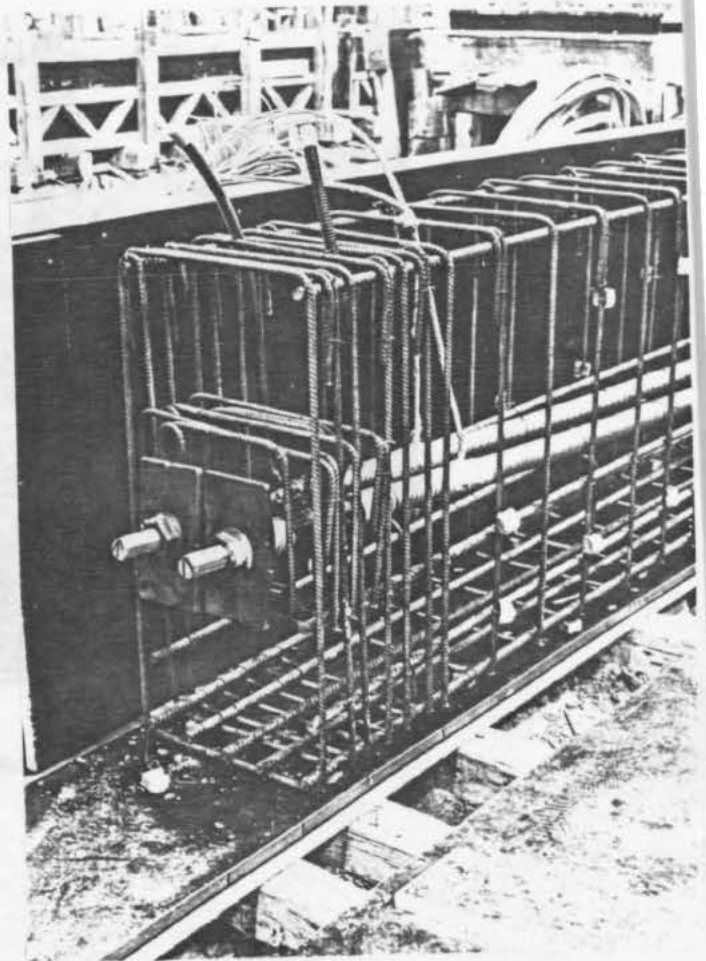


Bild 3: Spannanker

Balken 10, 11, 12 (D & W)

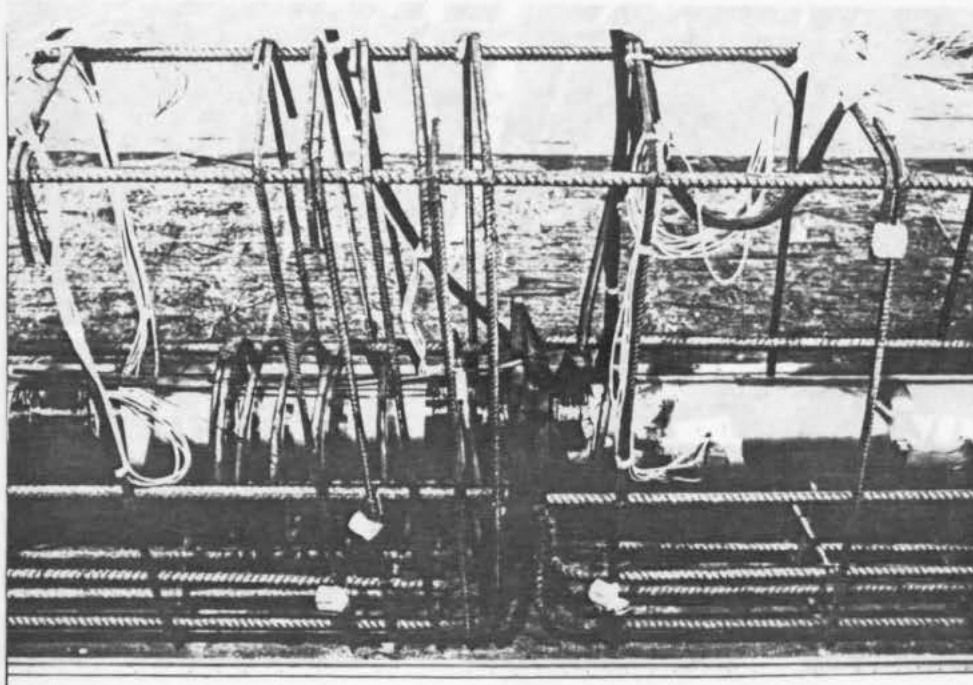


Bild 4: Koppelstelle Balken 13, 14 (PZ)

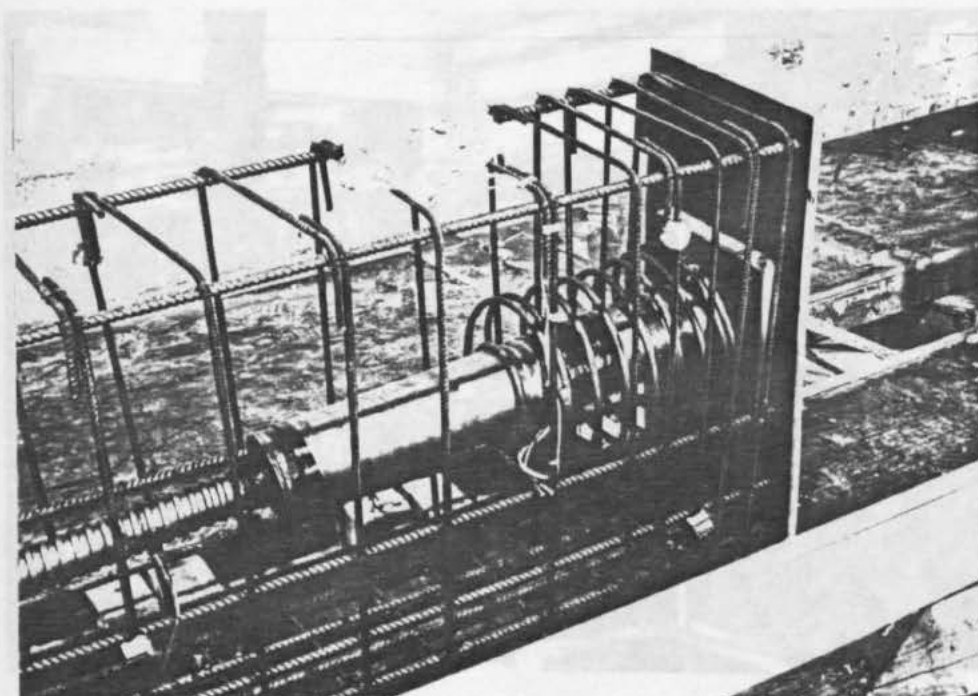


Bild 5: Spannanker Balken 13, 14 (PZ)

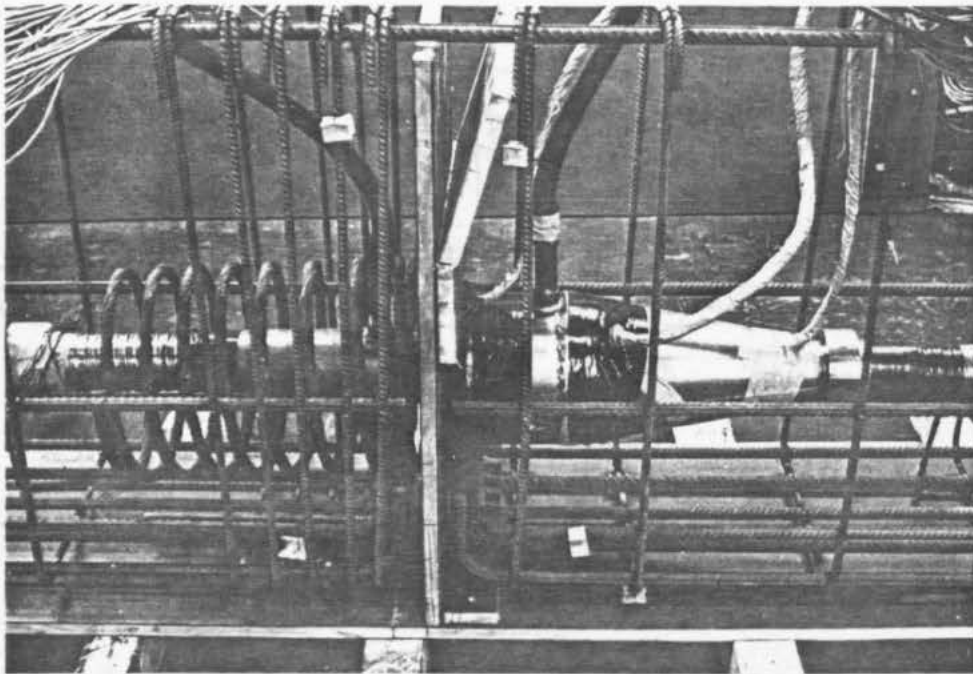


Bild 6: Koppelstelle Balken 15, 16, 17 (VSL)

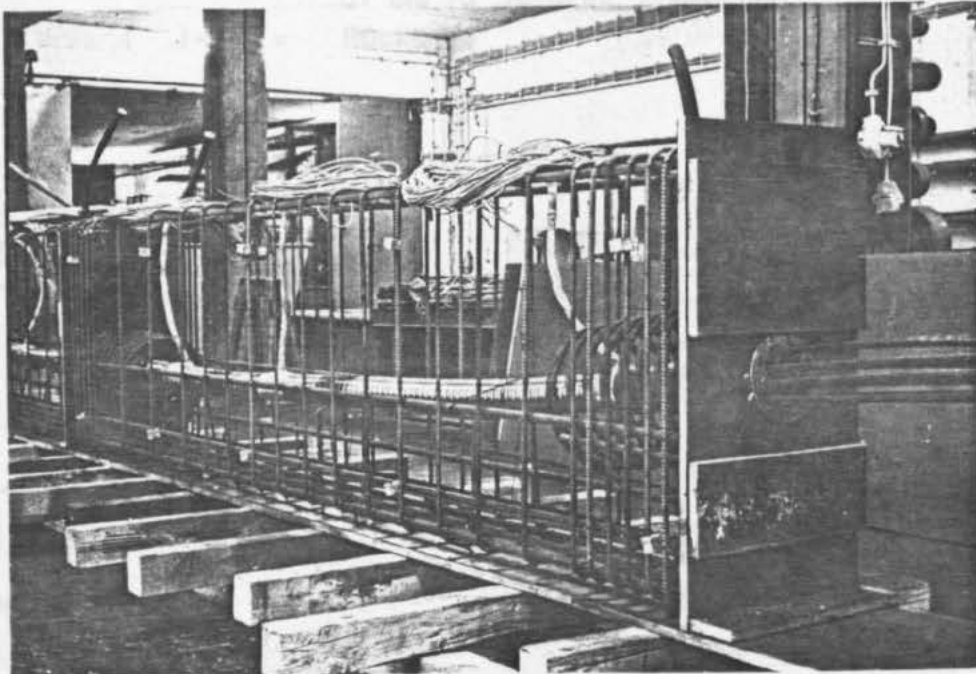


Bild 7: Spannanker Balken 15, 16, 17 (VSL)

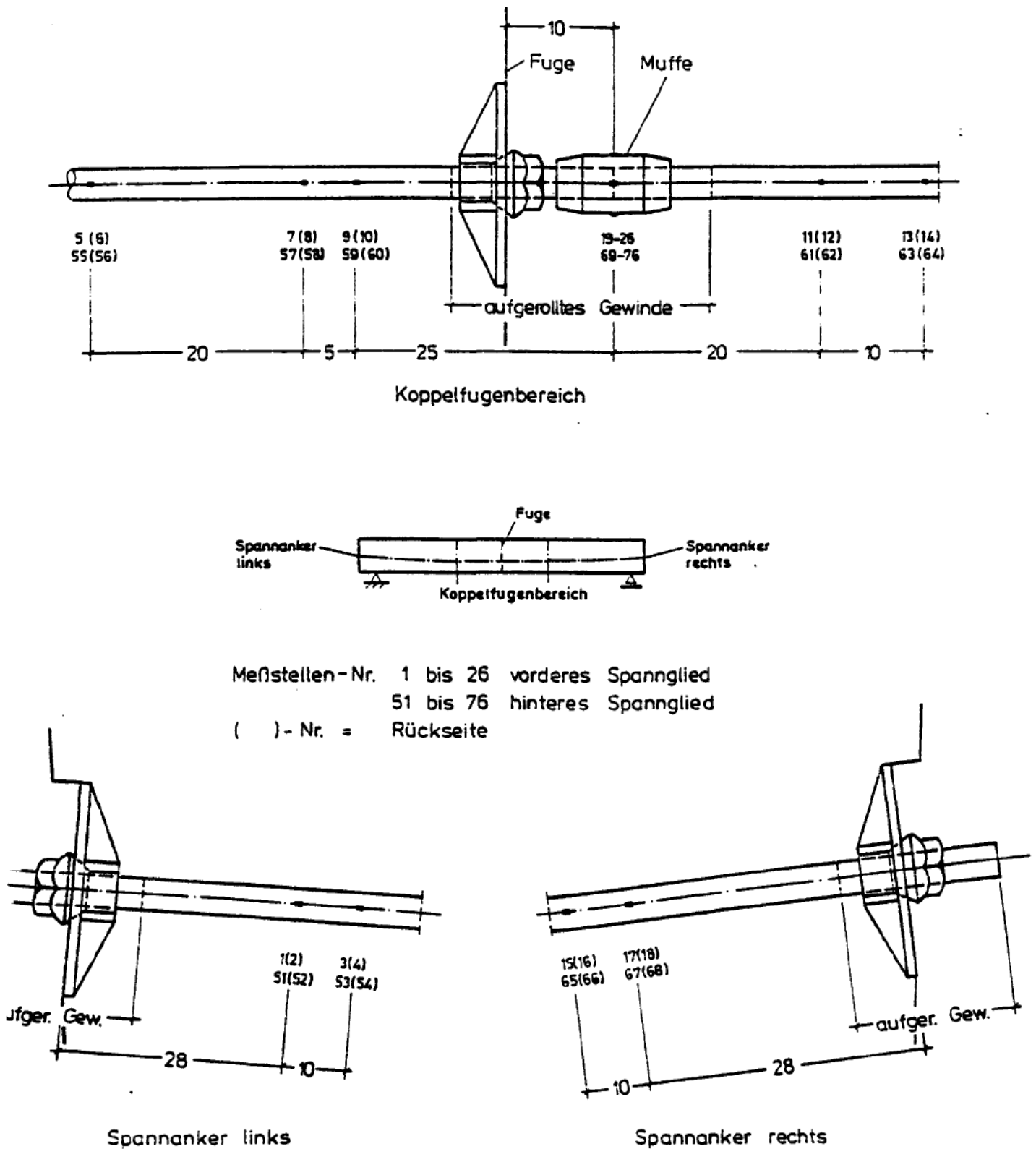
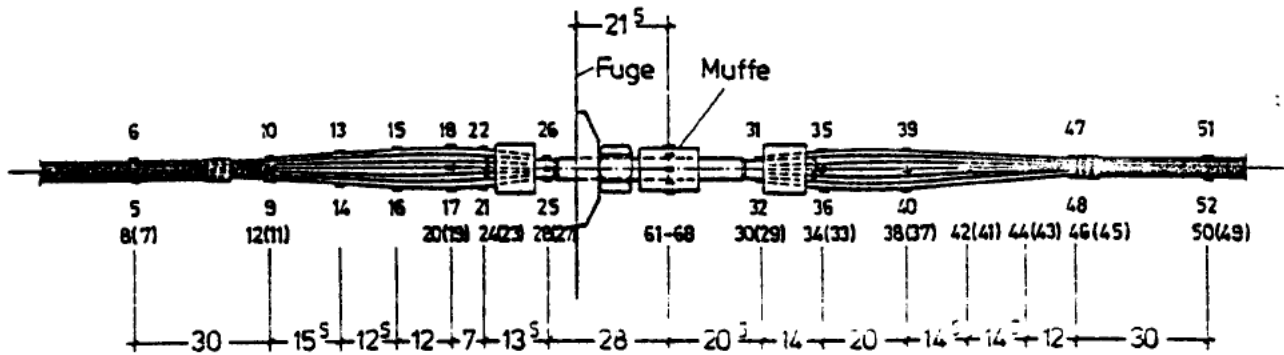


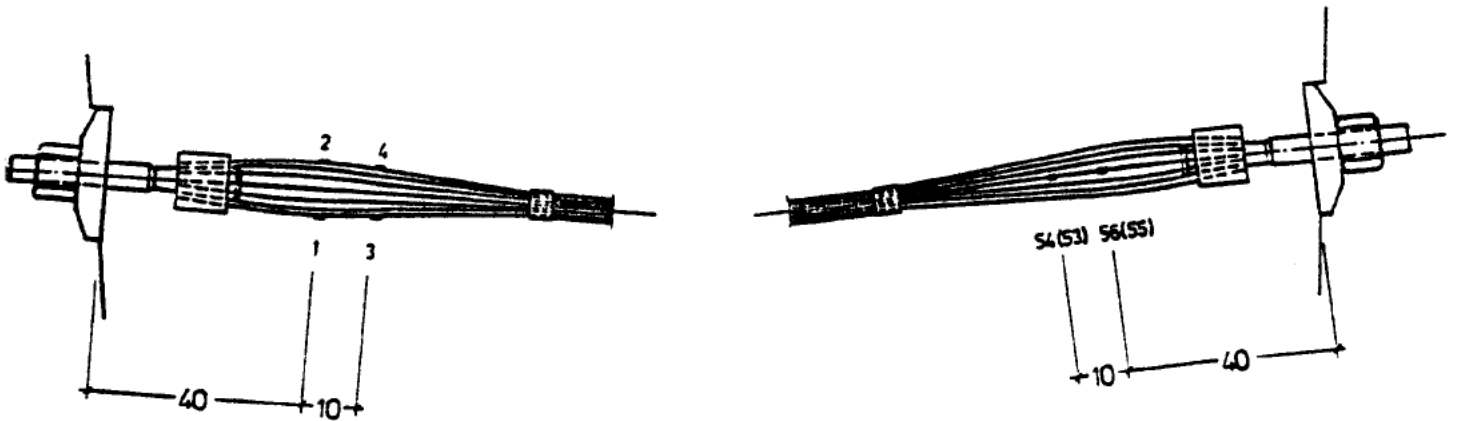
Bild 8: Anordnung der Meßstellen an den Spanngliedern der Balken 10, 11, 12 (D & W)



Koppelfugenbereich



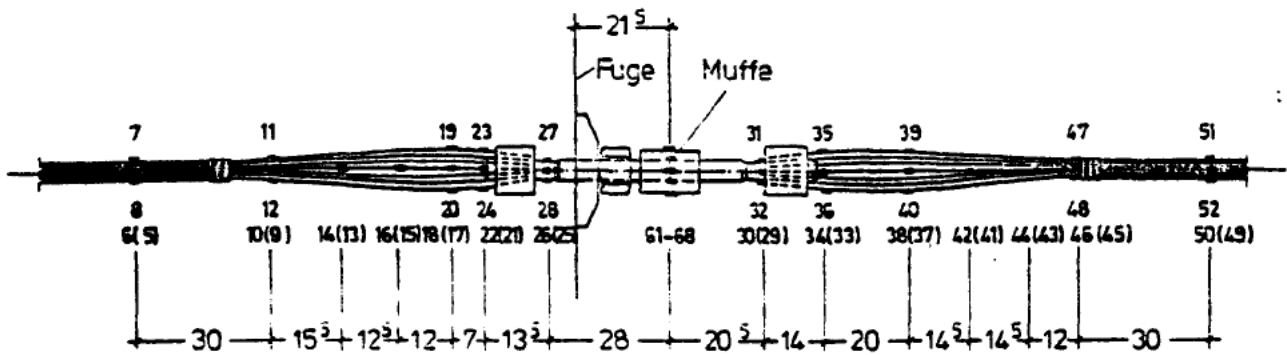
Meßstellen - () - Nr. = Rückseite



Spannanker links

Spannanker rechts

Bild 9a: Anordnung der Meßstellen am Spannglied des Balkens 13 (PZ)



Koppelfugenbereich



Meßstellen - () - Nr. = Rückseite

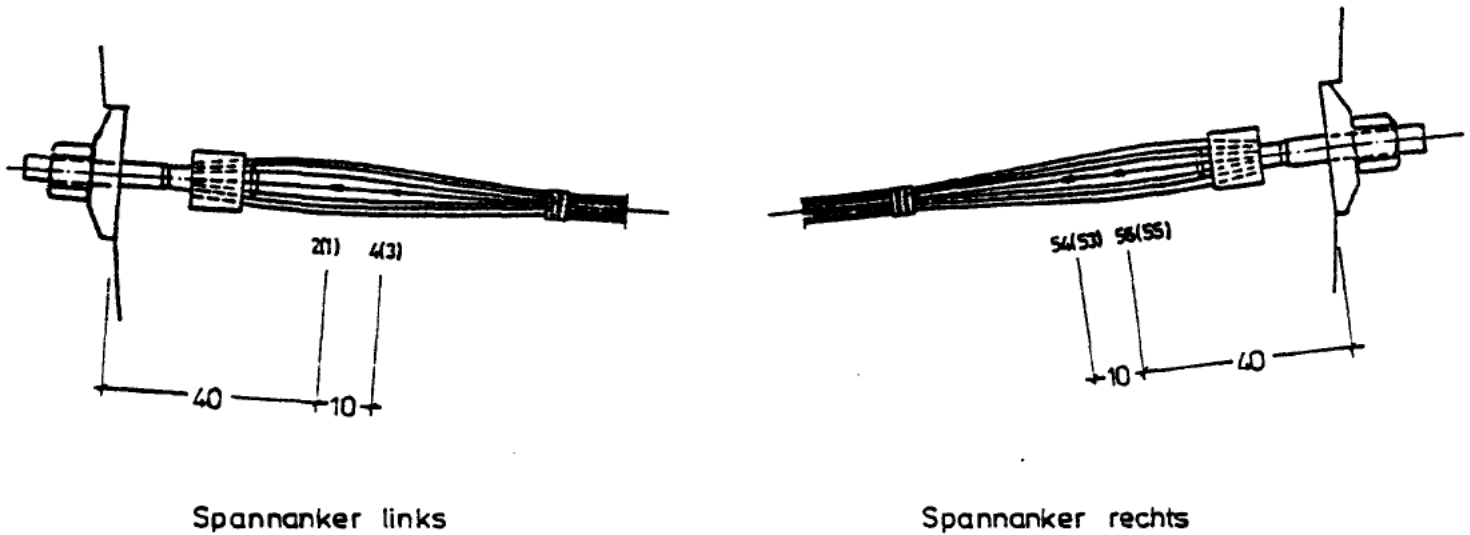
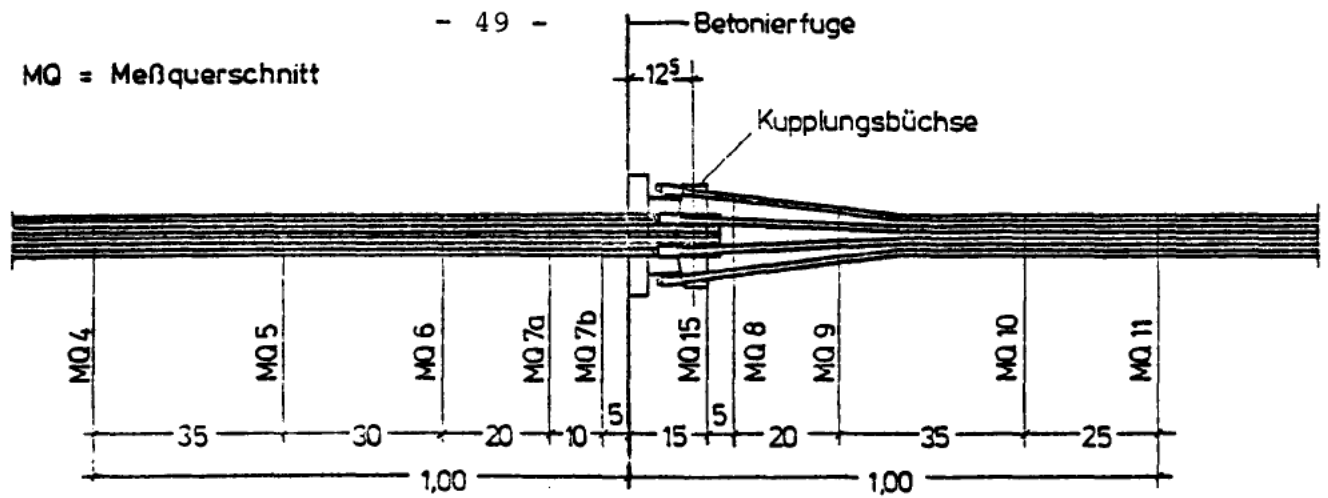


Bild 9b: Anordnung der Meßstellen am Spannglied des Balkens 14 (PZ)

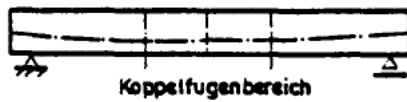
MQ = Meßquerschnitt



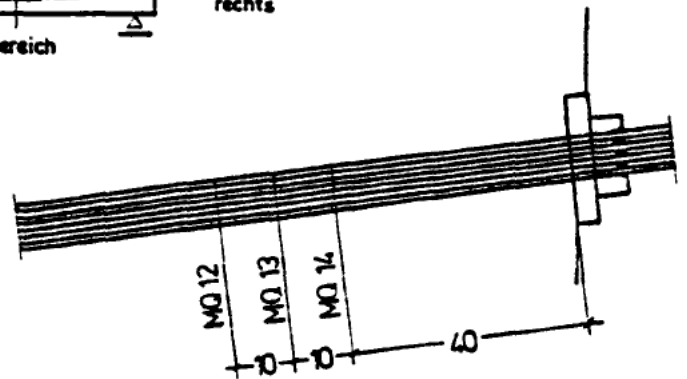
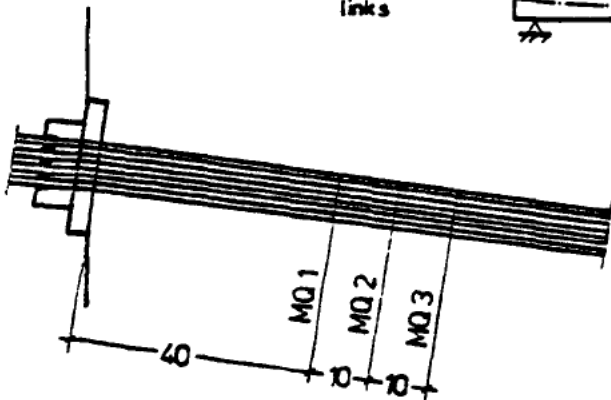
Koppelfugenbereich

Fuge

Spannanker links

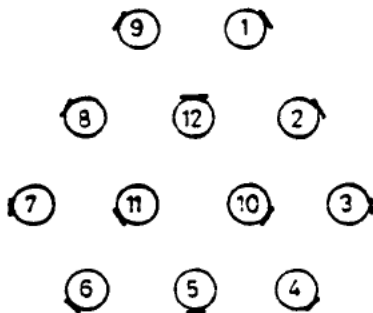


Spannanker rechts

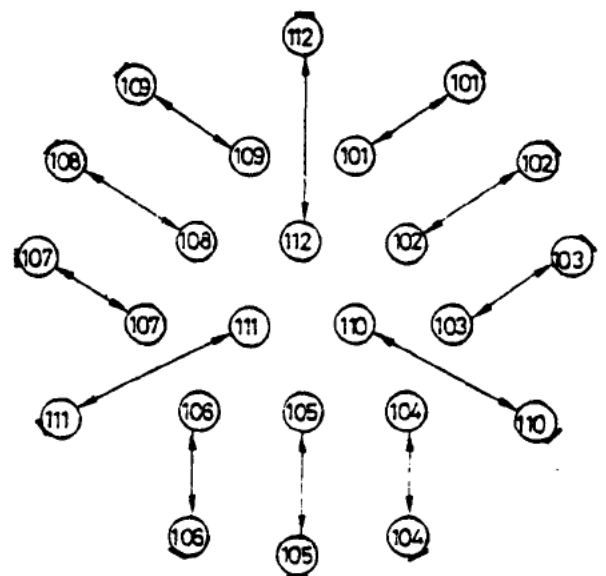


Spannanker links

Spannanker rechts



Linke Balkenhälfte:
Litzen Nr. 1-12
für MQ 1-76



Rechte Balkenhälfte:
Litzen Nr. 101-112
für MQ 8,9 außen
für MQ 10-14 innen

Bild 10: Anordnung der Litzen und Meßstellen

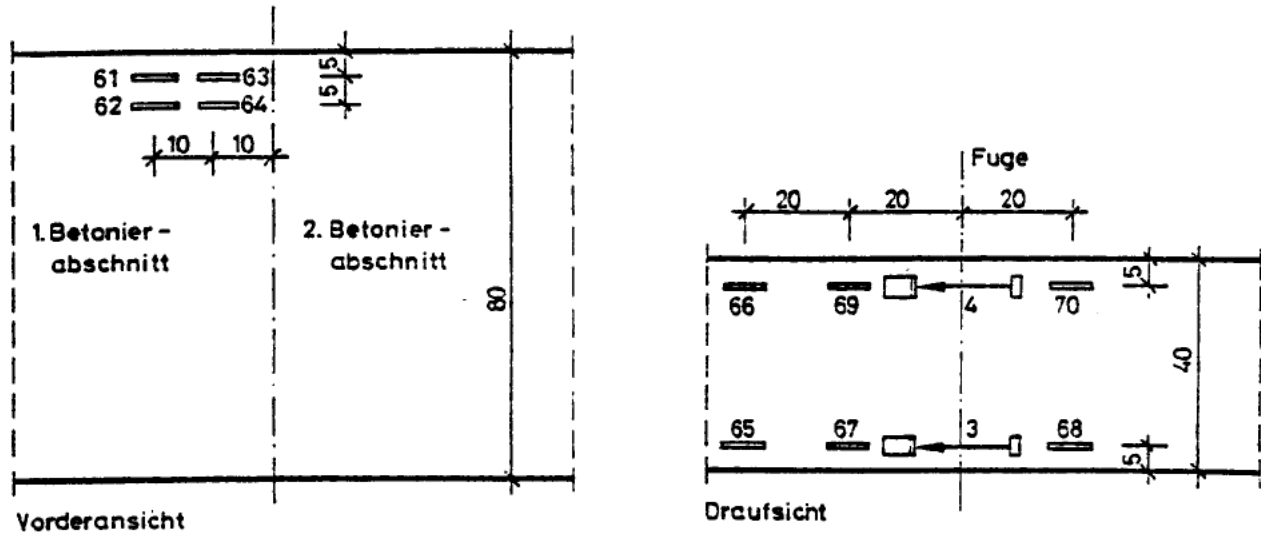


Bild 11a: Anordnung der Meßstellen in der Betondruckzone

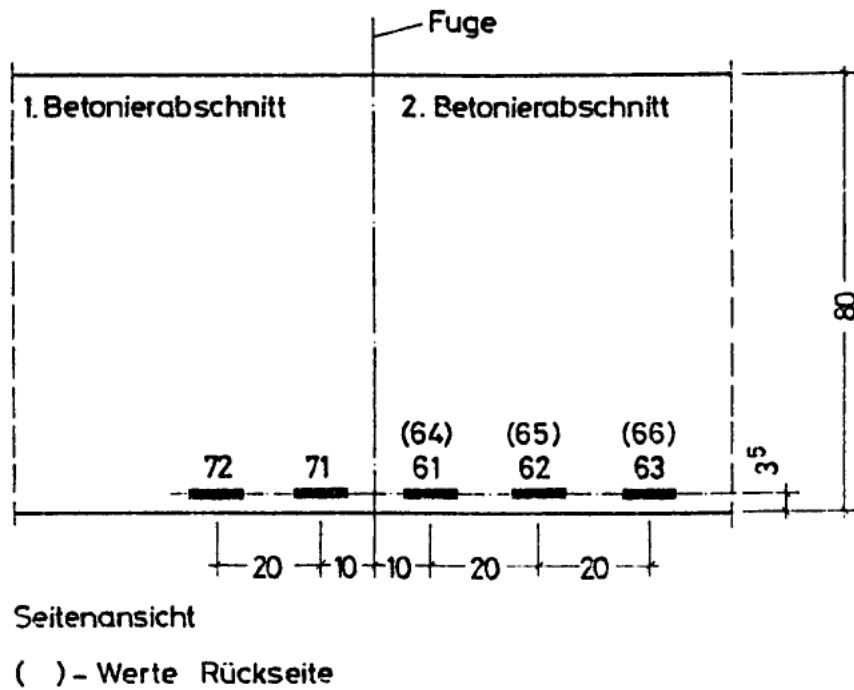


Bild 11b: Anordnung der Meßstellen in der Betonzugzone

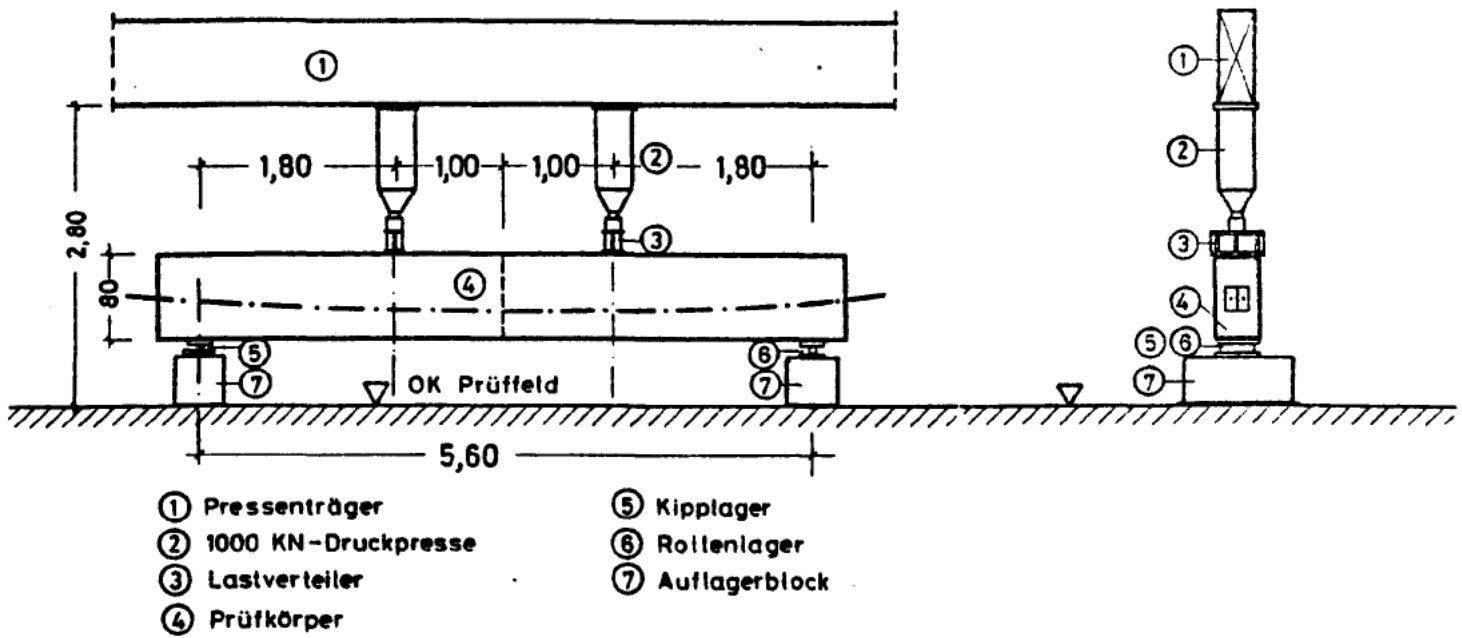
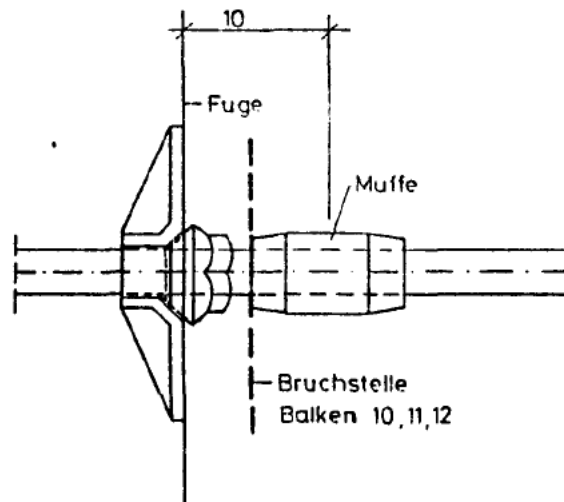
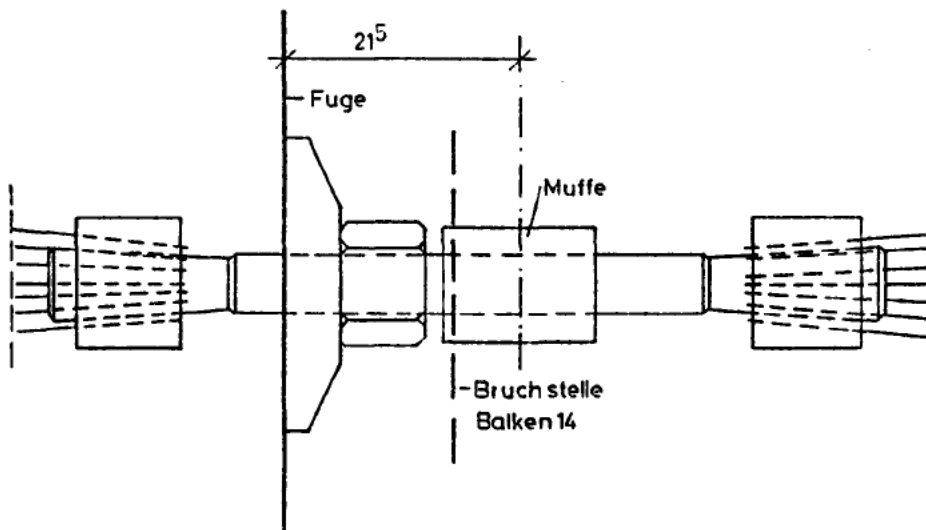


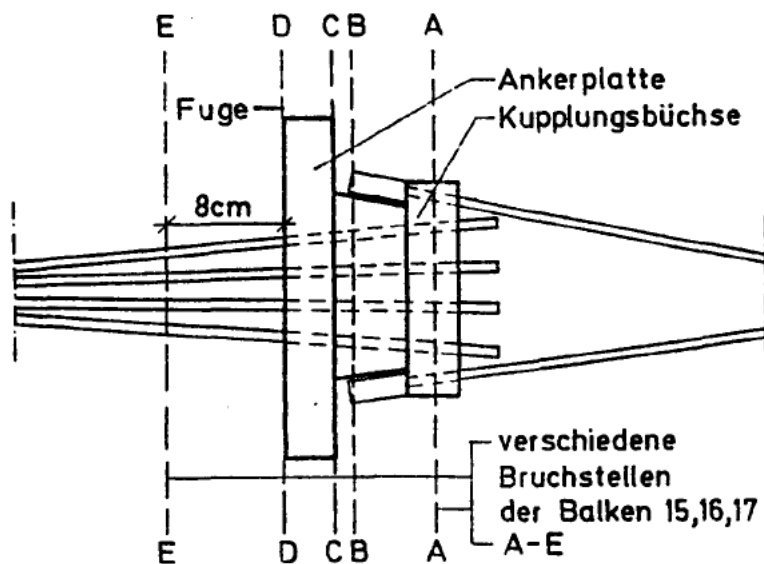
Bild 12 : Versuchsbaufbau



Bruchstellen Balken 10,11,12 (D+W)



Bruchstelle Balken 14 (PZ)



Bruchstellen Balken 15,16,17 (VSL)
- siehe auch Tabelle 10 -

Bild 13: Lage der Bruchstellen in den Spanngliedern

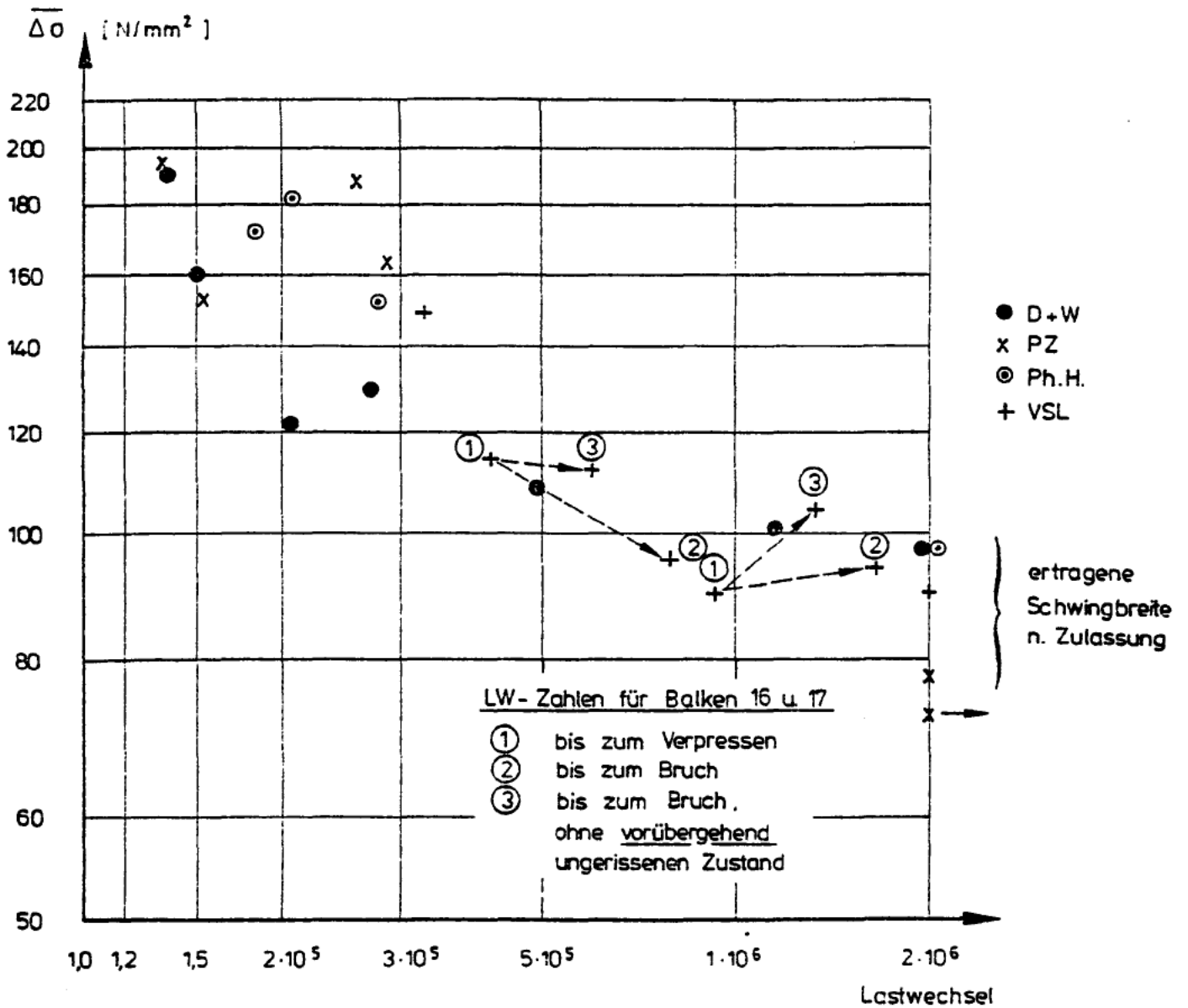


Bild 14: Ertragene Lastspielzahlen in Abhängigkeit von der im Versuch gefahrenen Schwingbreite $\Delta\sigma$ - siehe auch Tabelle 9 und 10 -

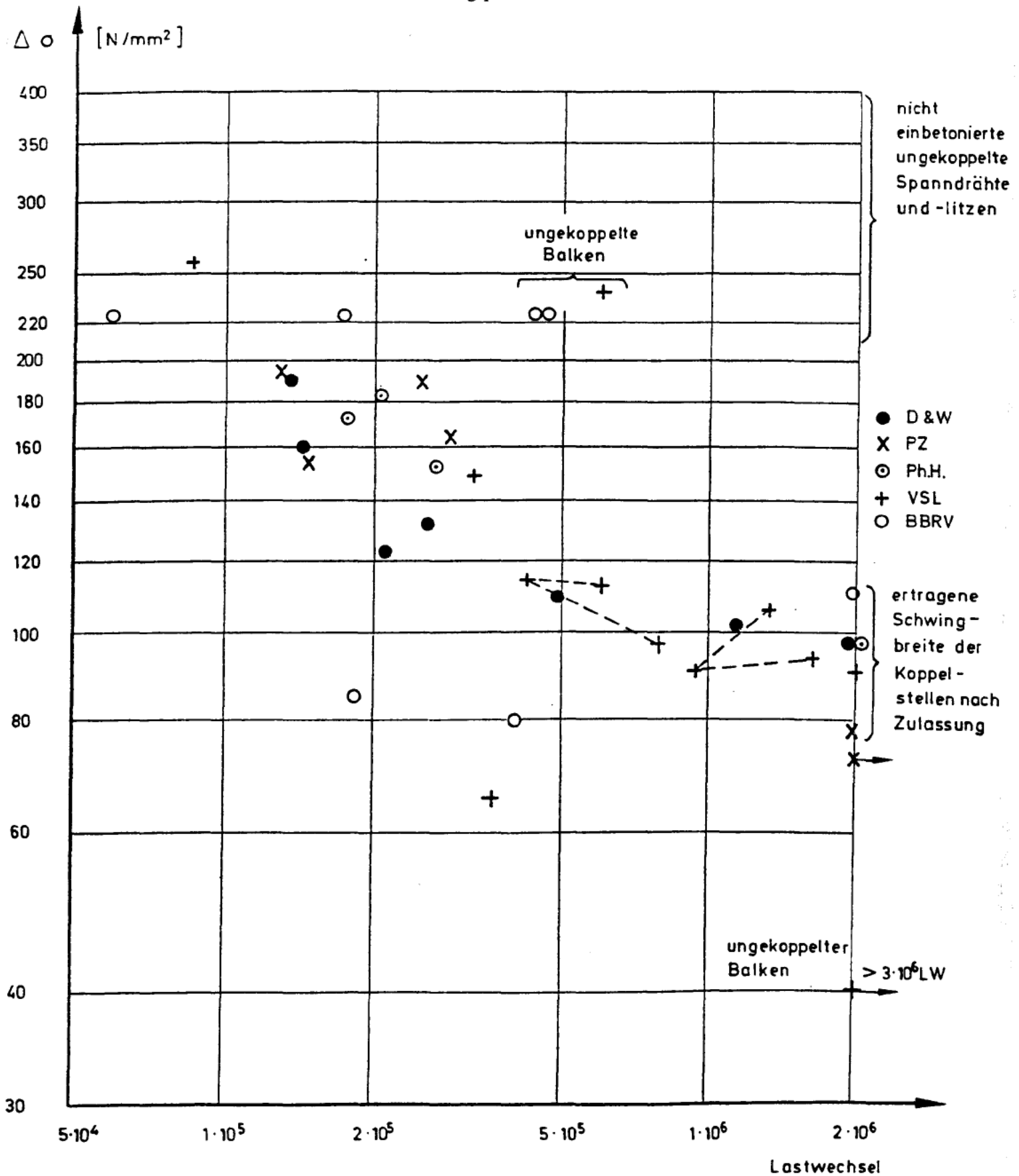
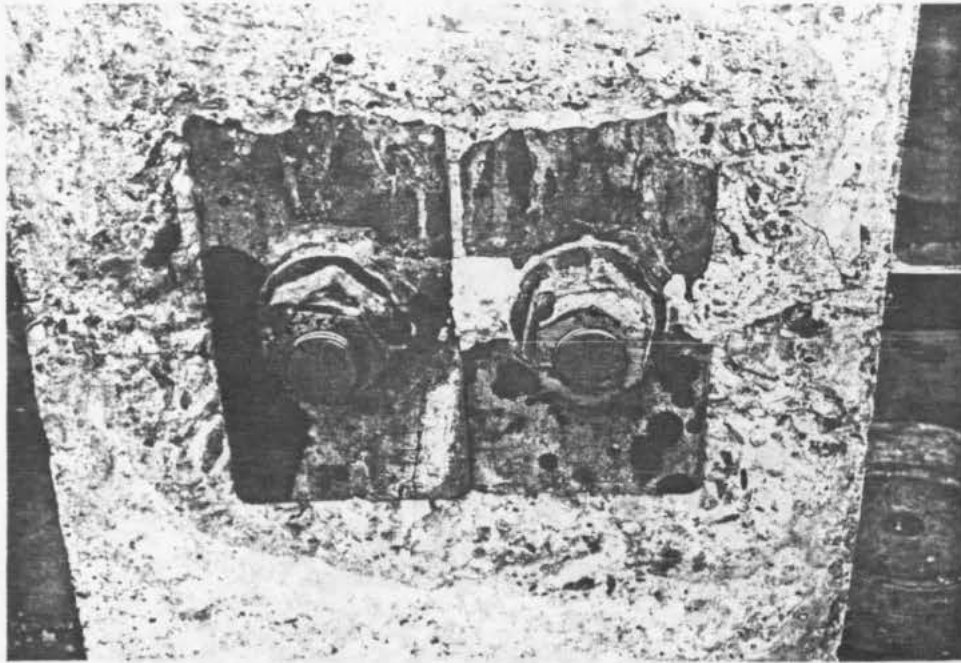
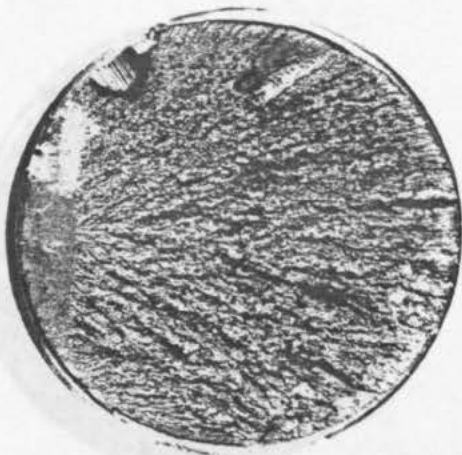


Bild 14a : Bild 14 mit zusätzlichen Versuchswerten nach /17/



Bruchbild der Fuge
- gegen die linke Balkenhälfte gesehen -

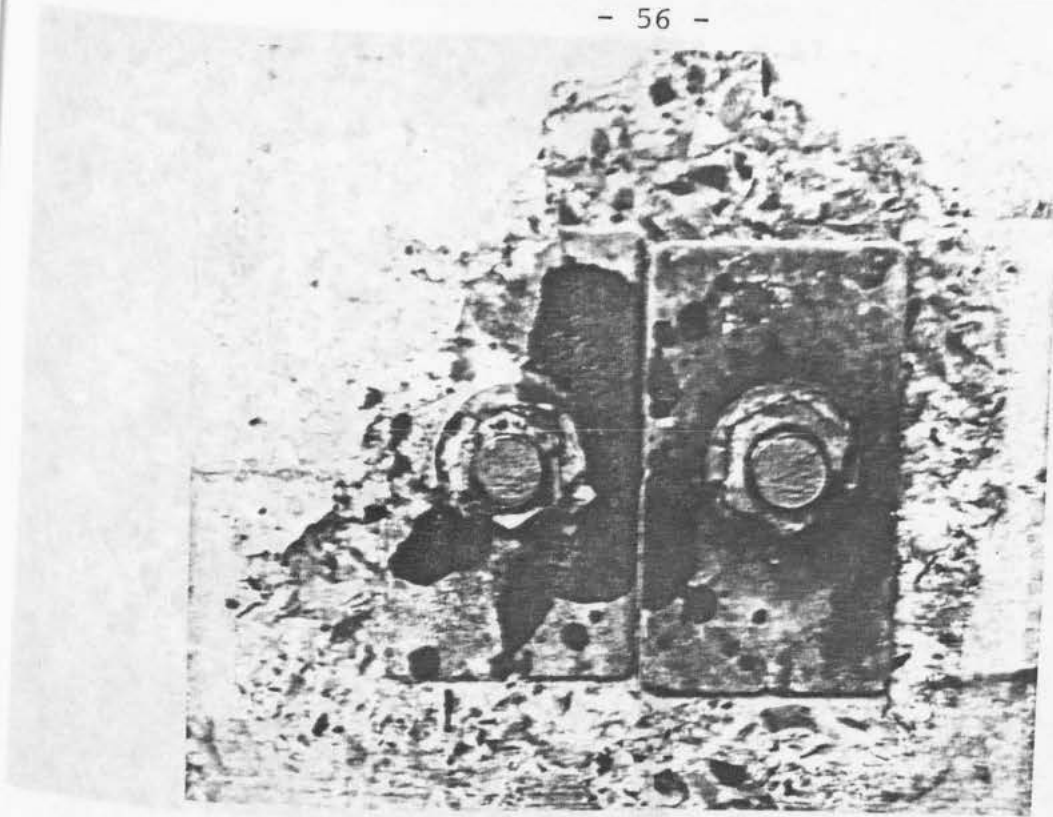


Spannglied vorn



Spannglied hinten

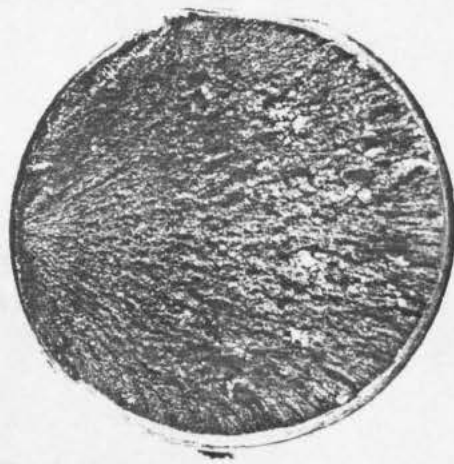
Bild 15: Bruchflächen Balken 10



Bruchbild der Fuge
- gegen die linke Balkenhälfte gesehen -



Spannglied vorn



Spannglied hinten

Bild 16: Bruchflächen Balken 11



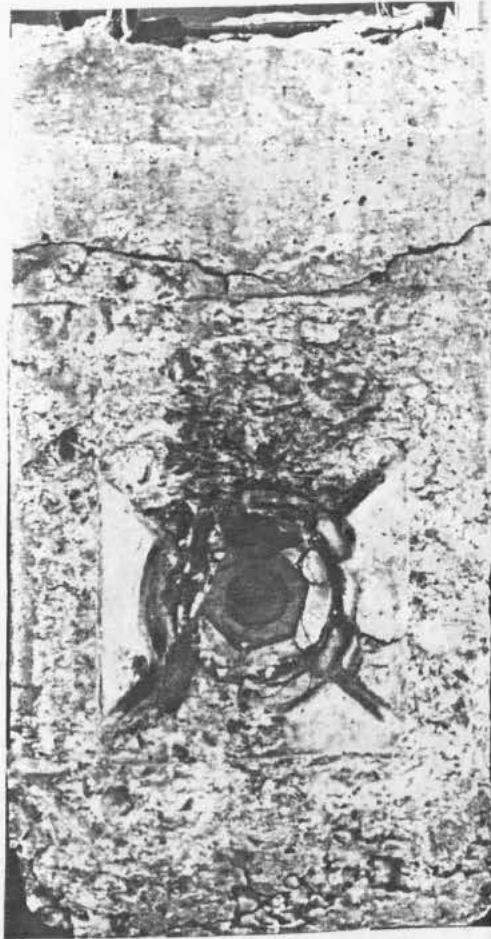
Bruchbild der Fuge
- gegen die rechte Balkenhälfte gesehen -



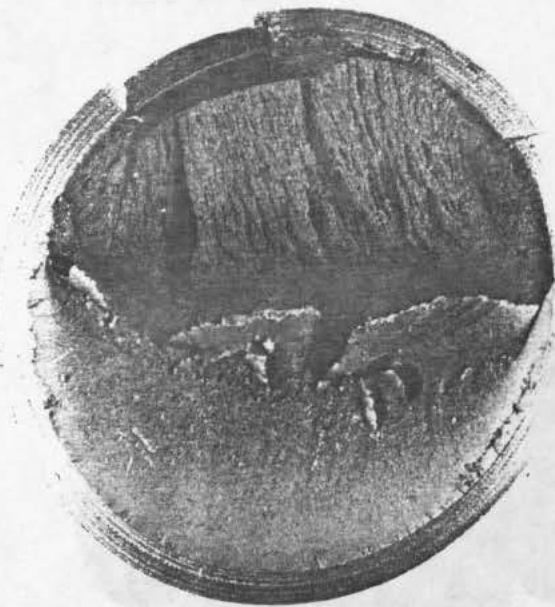
vorderes Spannglied
nicht gerissen

Spannglied hinten

Bild 17: Bruchflächen Balken 12

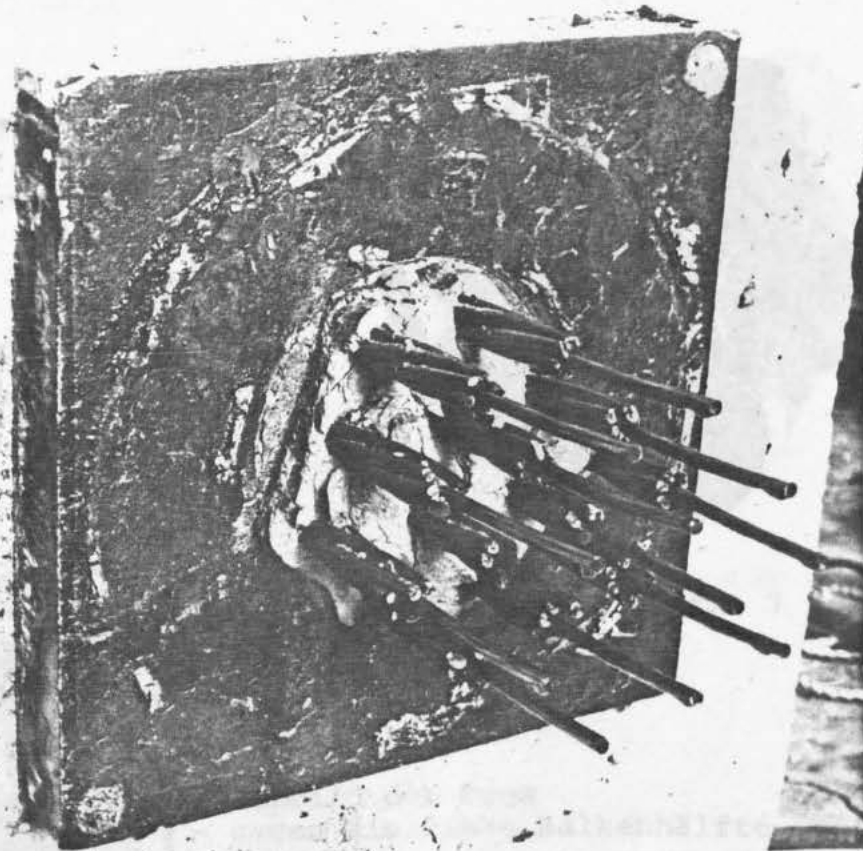


Bruchbild der Fuge
- gegen die rechte Balkenhälfte gesehen -

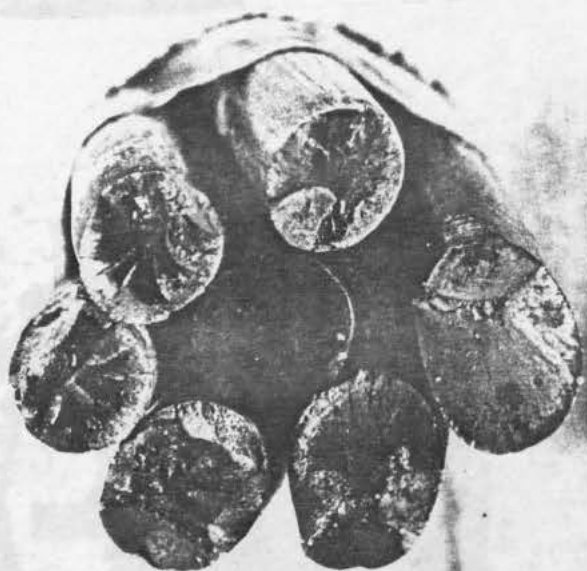


Bruchfläche der Koppelstange

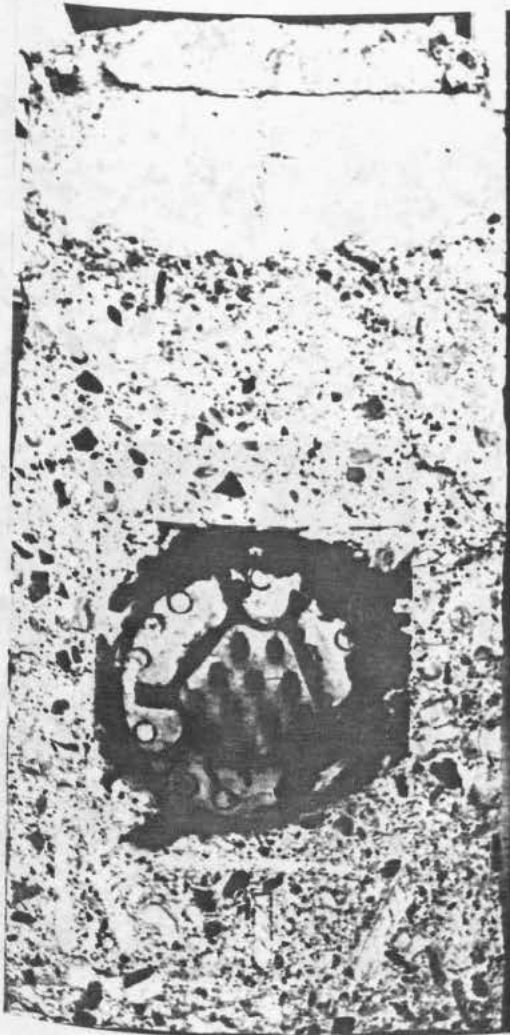
Bild 18: Bruchflächen Balken 14



Bruchbild der Fuge
- gegen die linke Balkenhälfte gesehen -



Bruchbild Litze 7

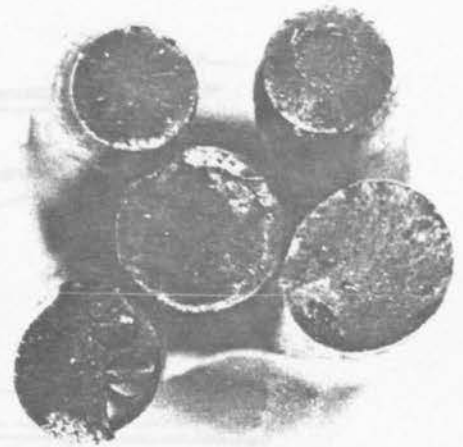
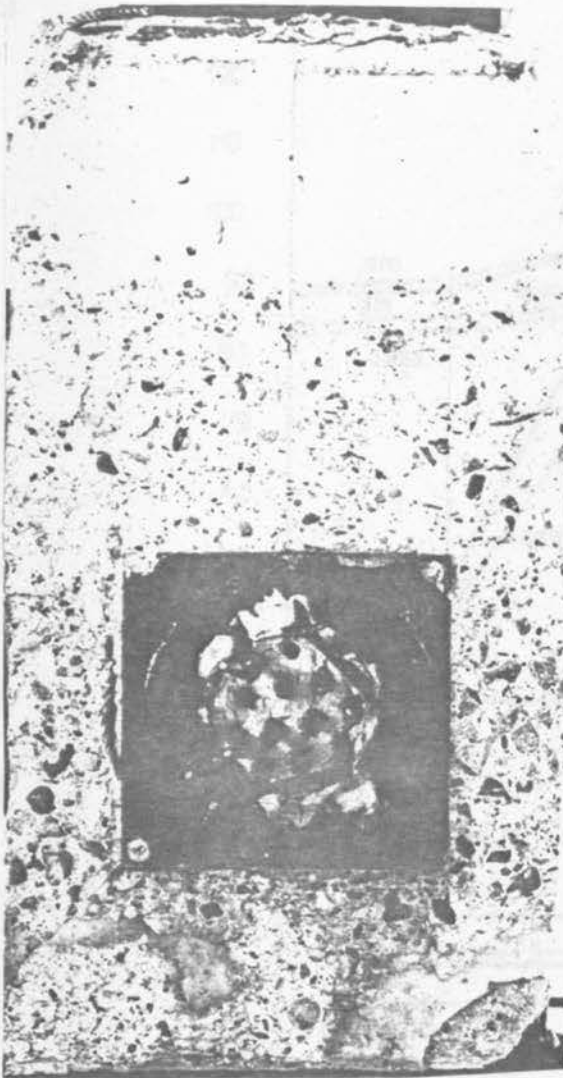


Bruchbild Litze 7

Bruchbild der Fuge
- gegen die linke Balkenhälfte gesehen -



Bild 20: Bruchflächen Balken 16



Bruchbild Litze 7

Bruchbild der Fuge
- gegen die linke Balkenhälfte gesehen

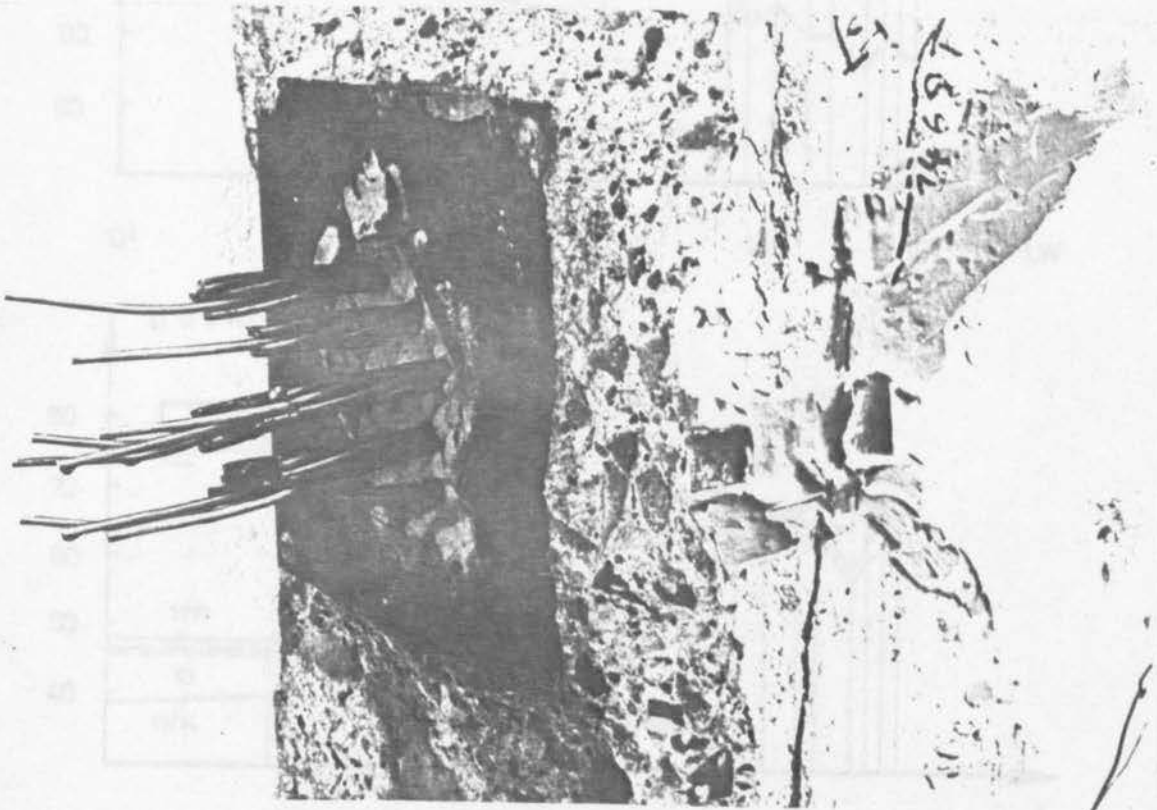


Bild 21: Bruchflächen Balken 17

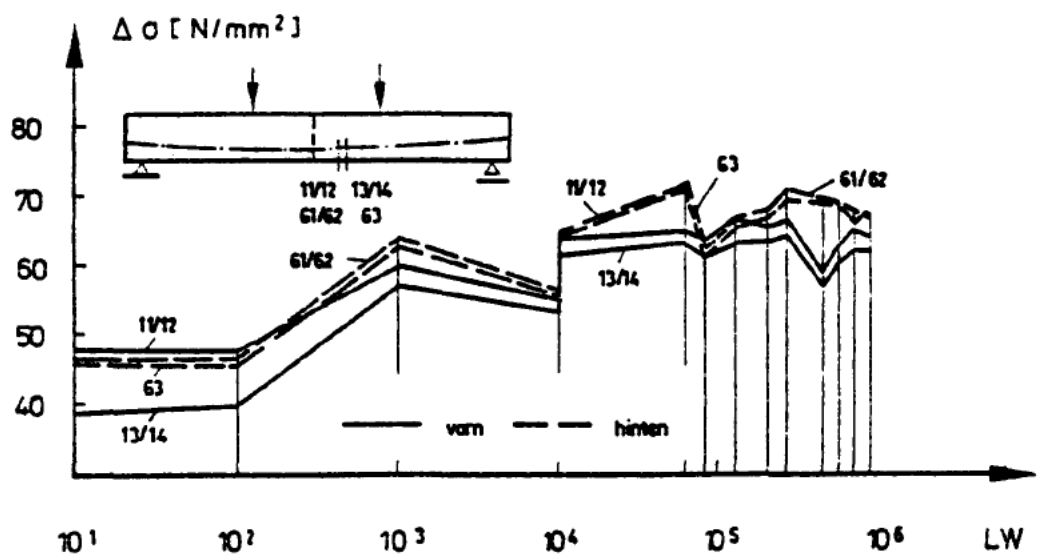
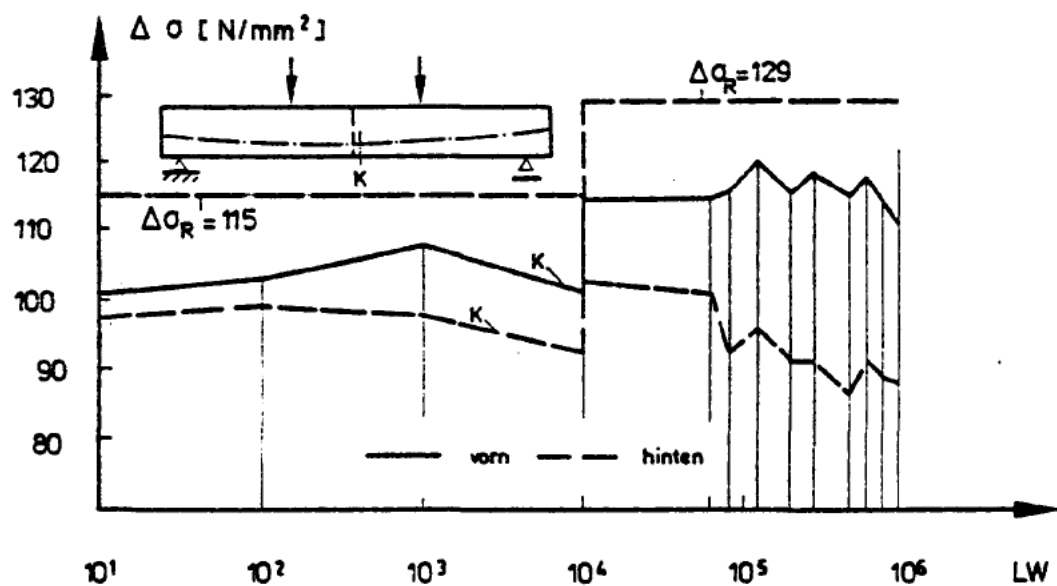
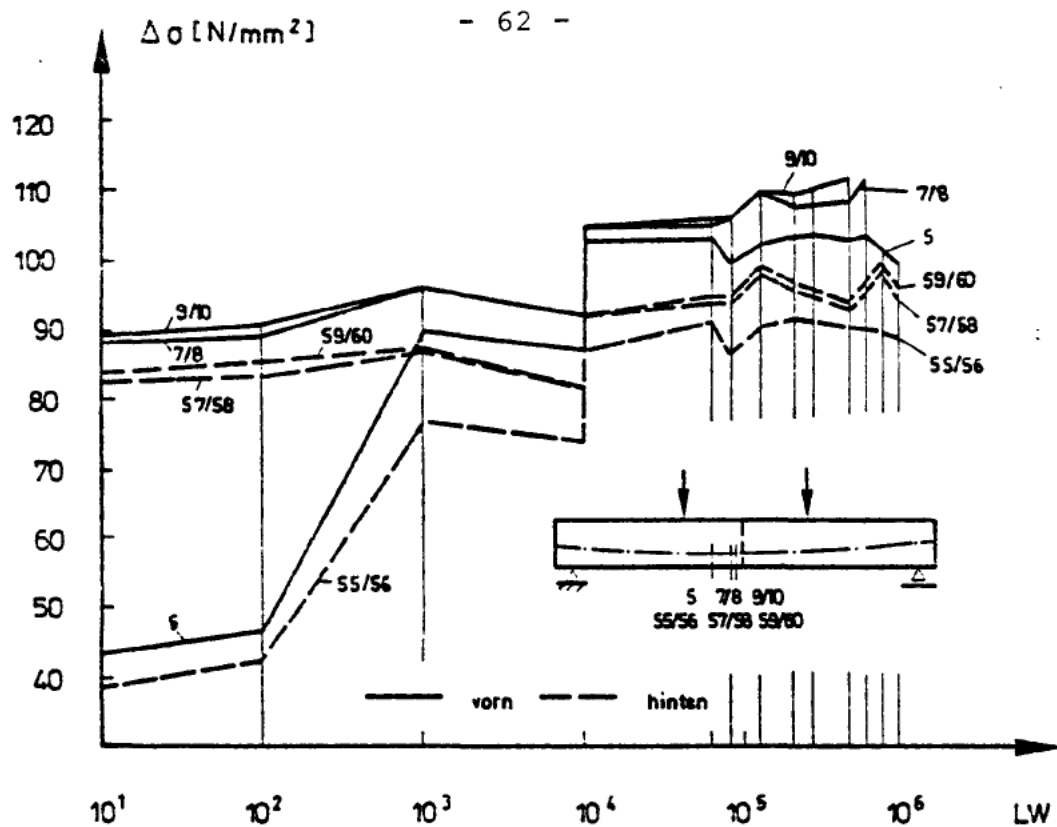
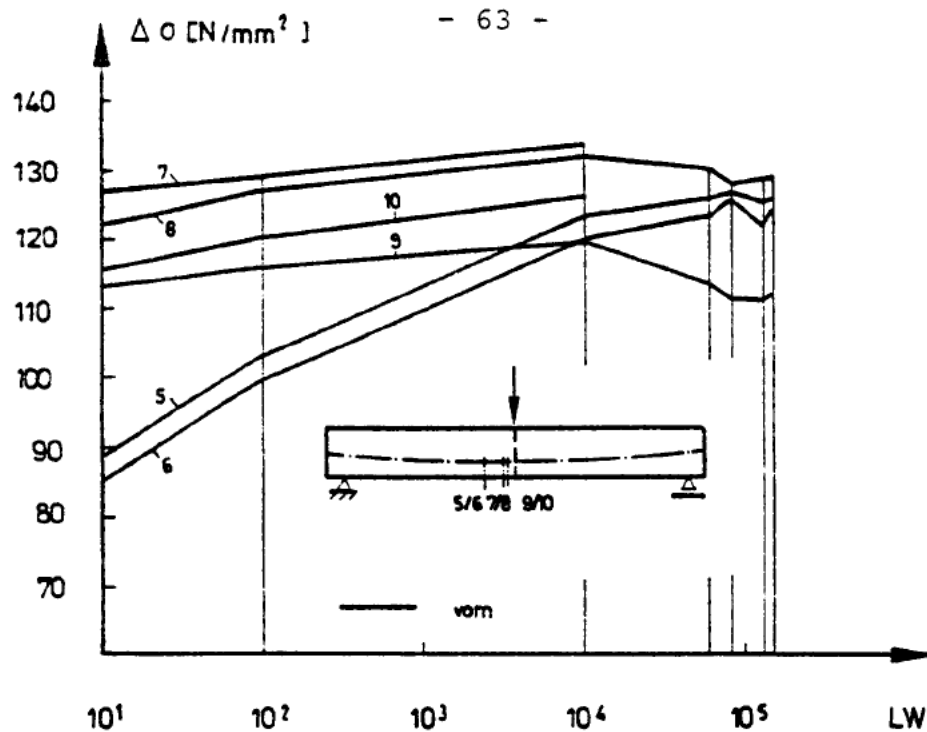
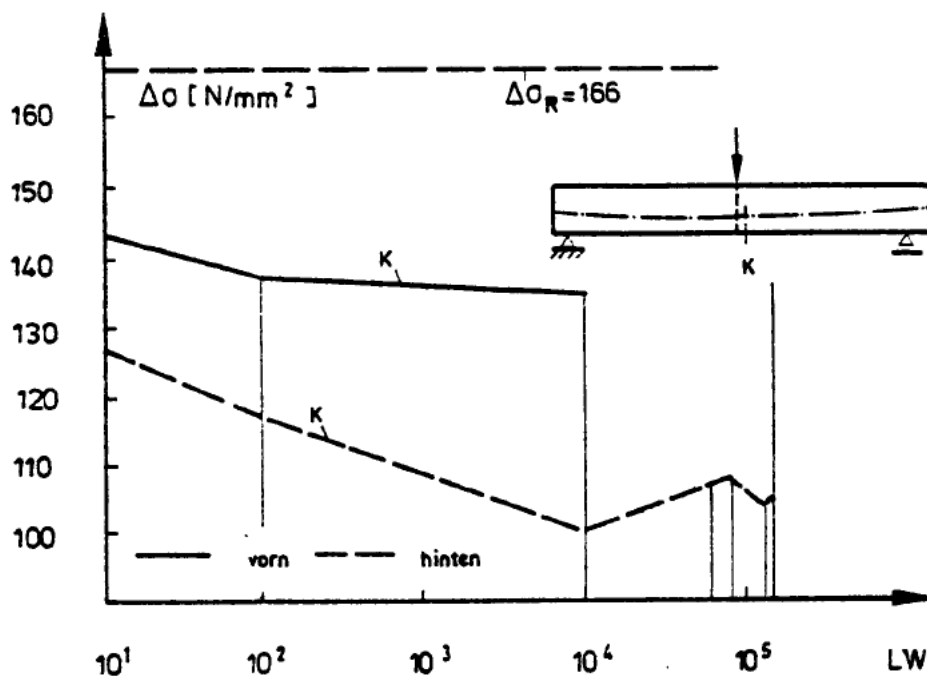


Bild 22: Verlauf der gemessenen $\Delta \sigma$ am Balken 10 (D & W)

a)



b)



c)

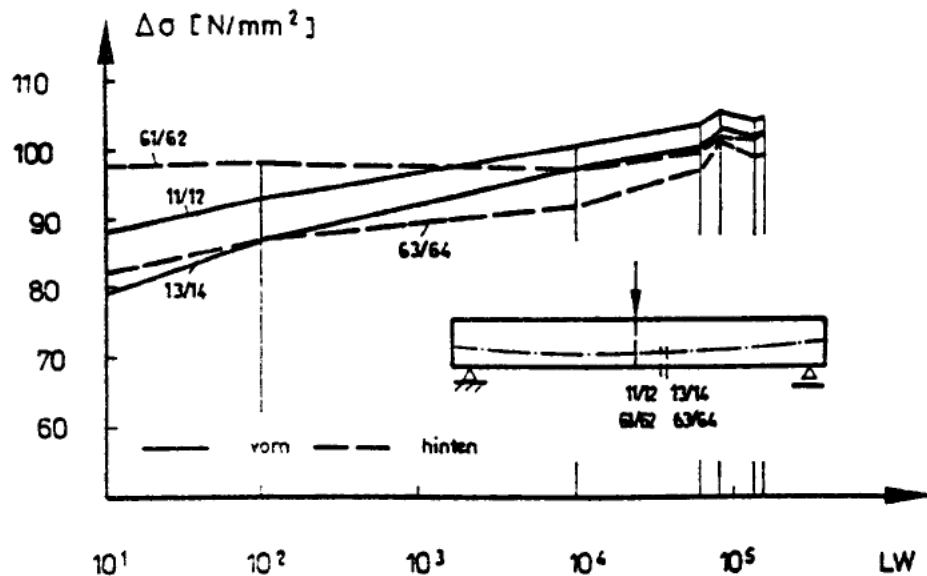
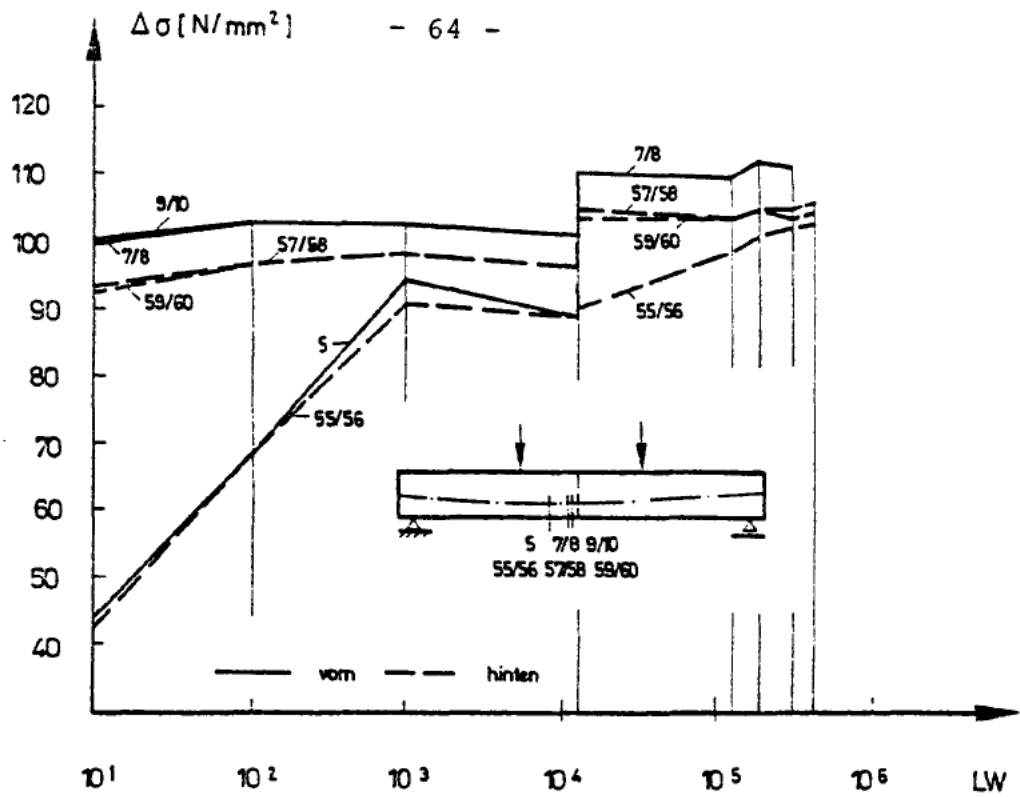
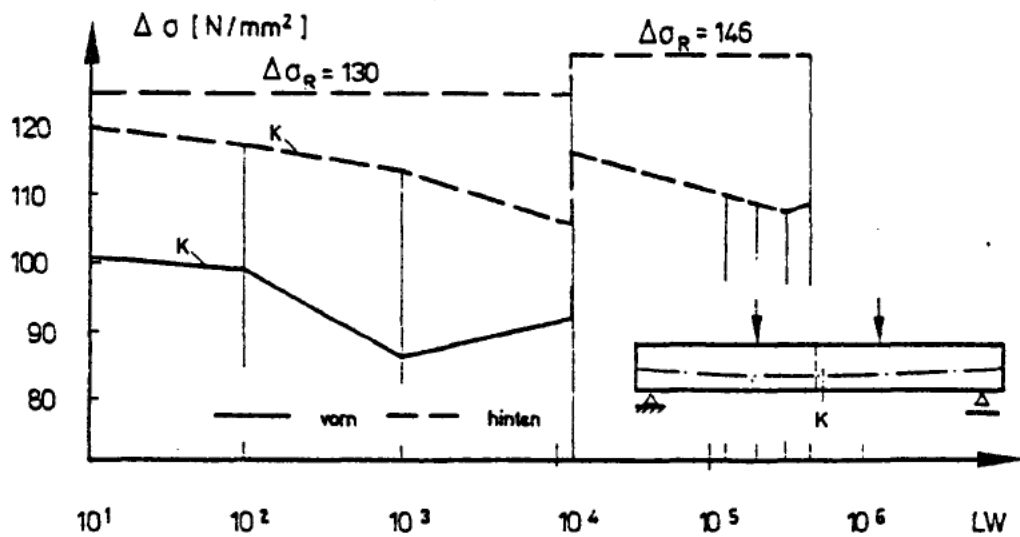


Bild 23: Verlauf der gemessenen $\Delta \sigma$ am Balken 11 (D & W)

a)



b)



c)

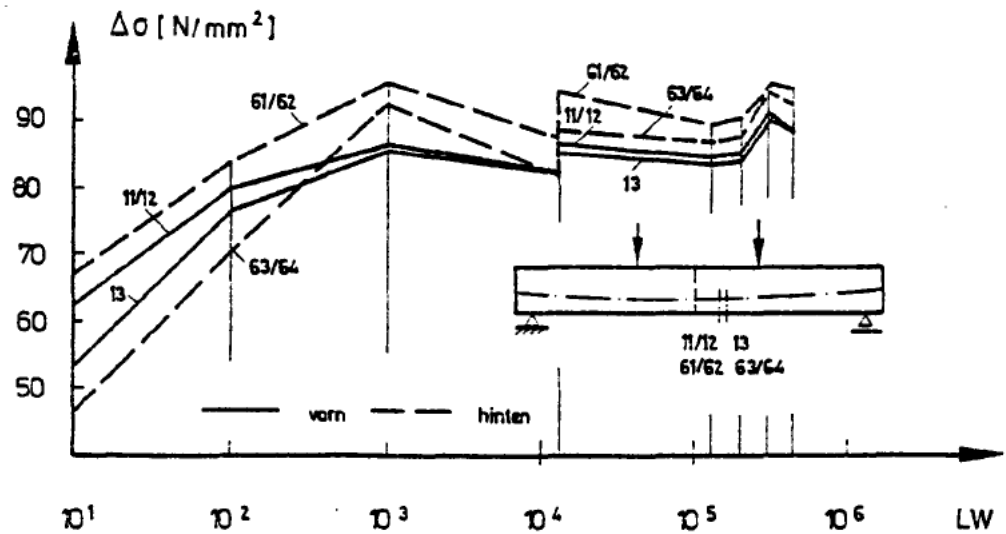


Bild 24: Verlauf der gemessenen $\Delta \sigma$ am Balken 12 (D & W)

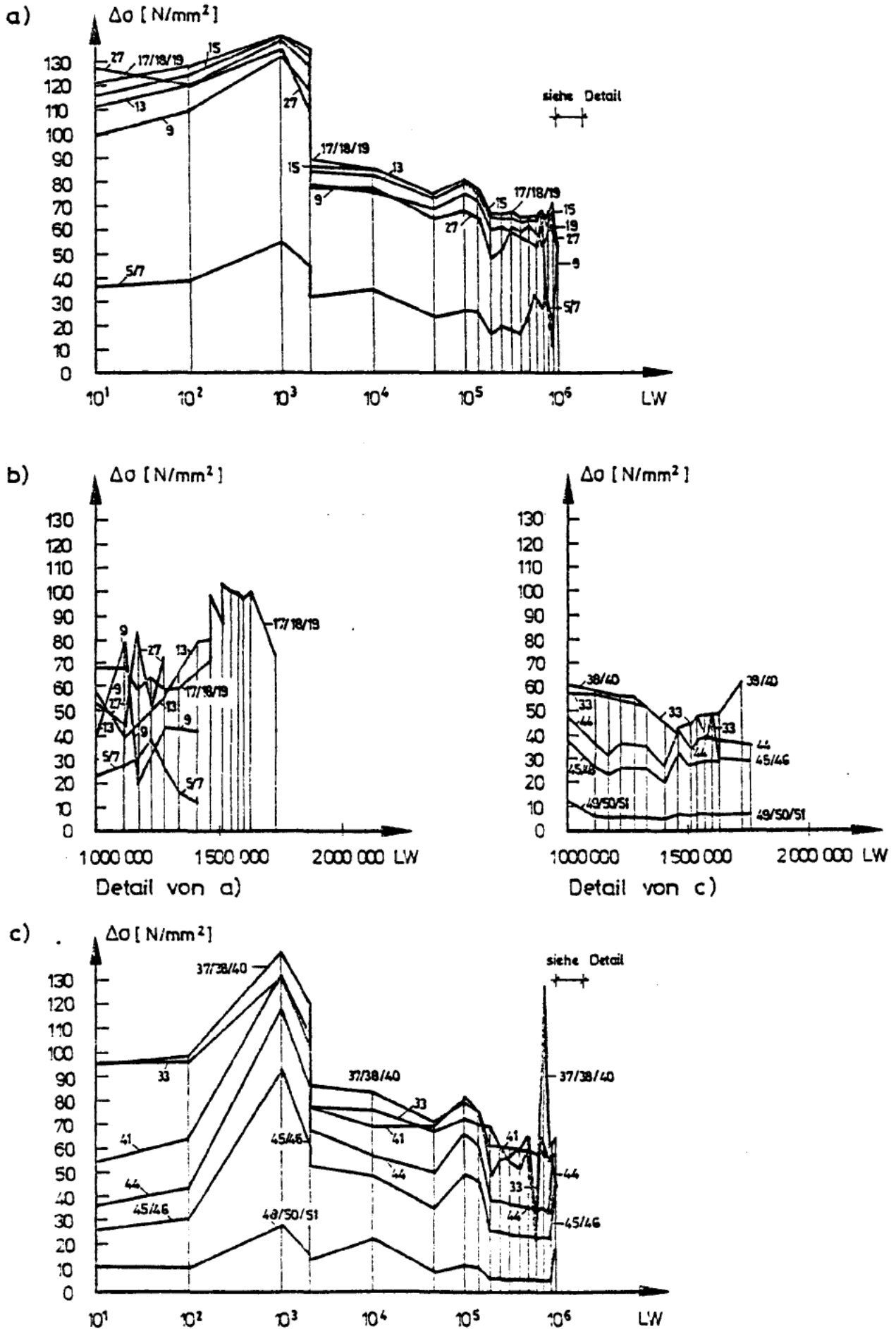


Bild 25: Verlauf der gemessenen $\Delta\sigma$ am Balken 13 (PZ)

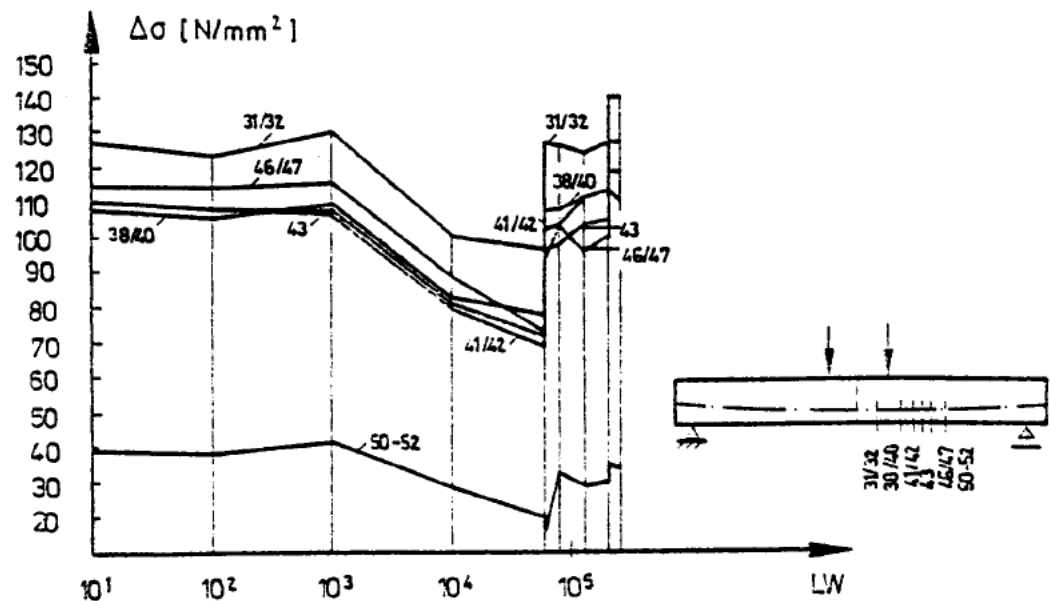
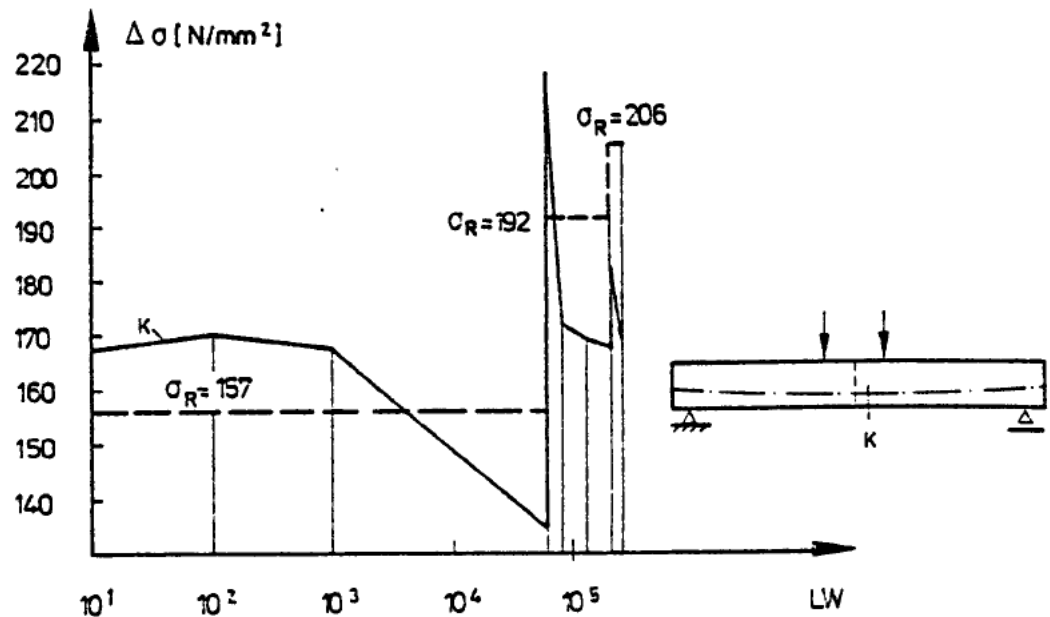
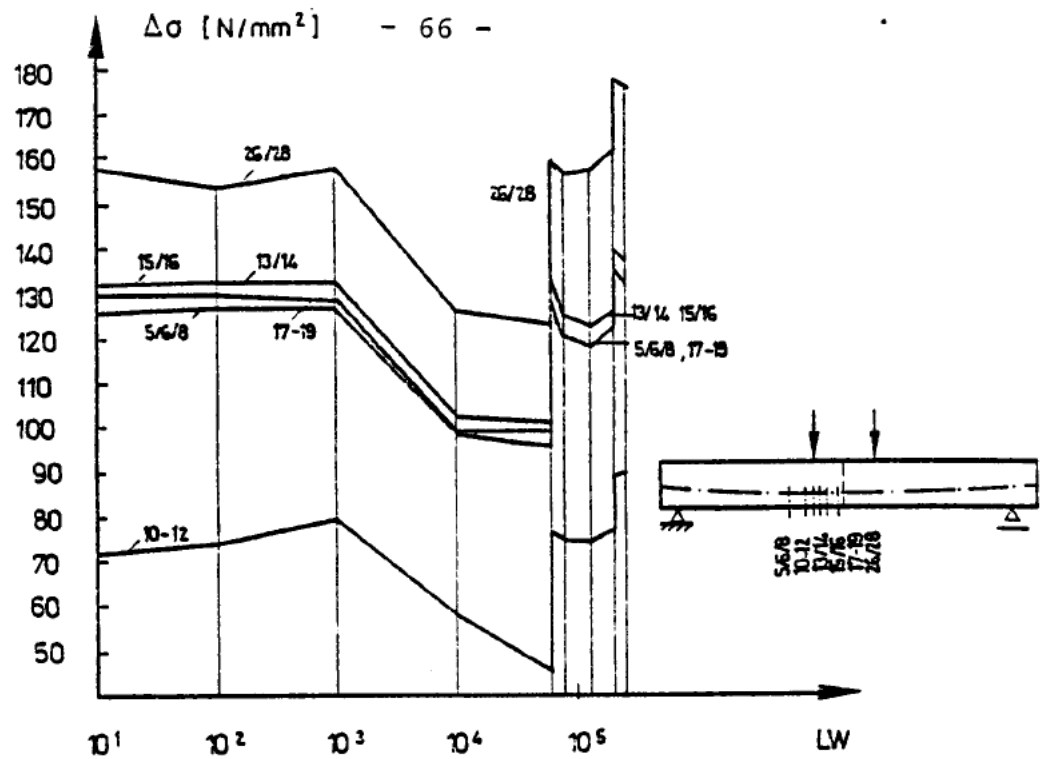
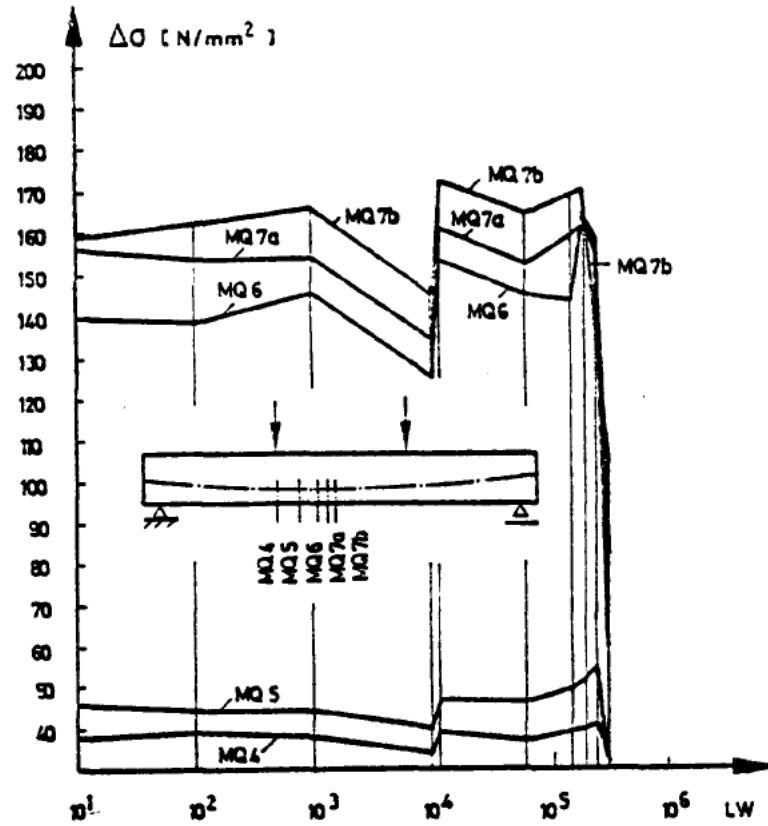


Bild 26: Verlauf der gemessenen $\Delta\sigma$ am Balken 14 (PZ)

a)



c)

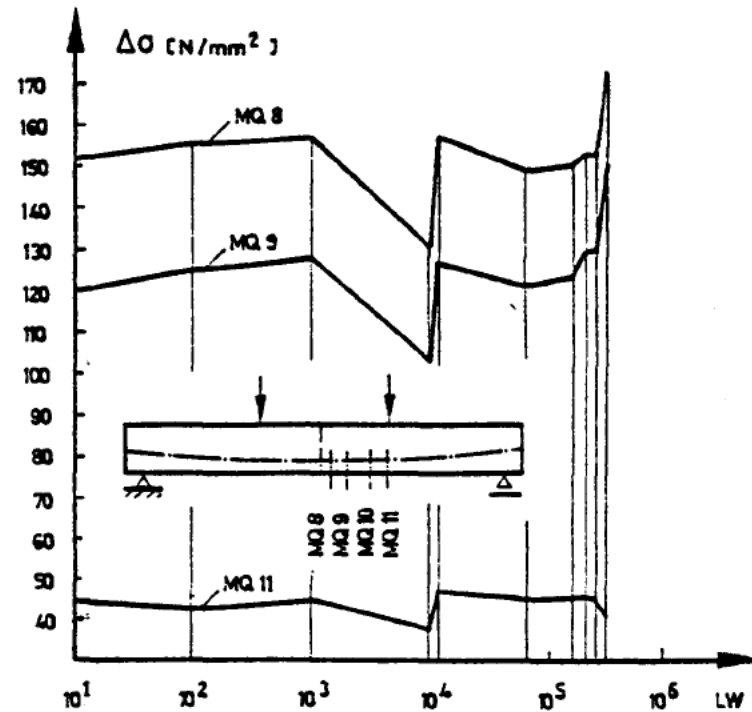


Bild 27: Verlauf der gemessenen $\Delta\sigma$ am Balken 15 (VSL)

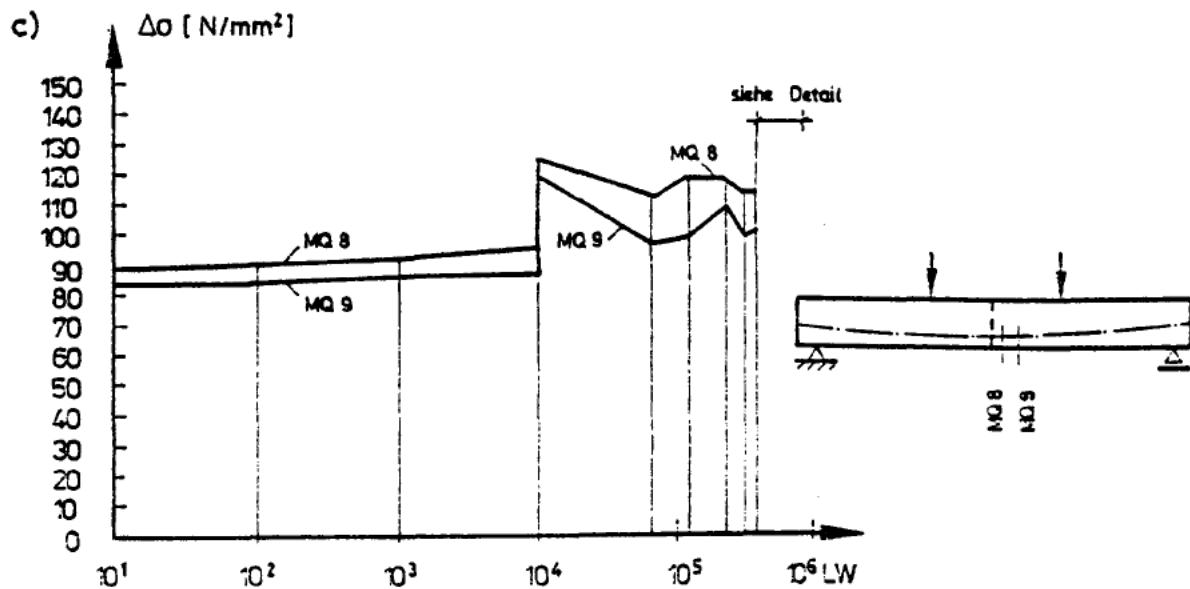
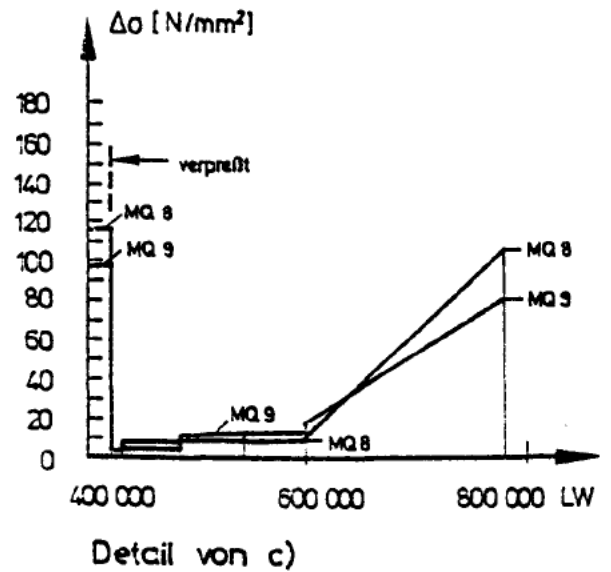
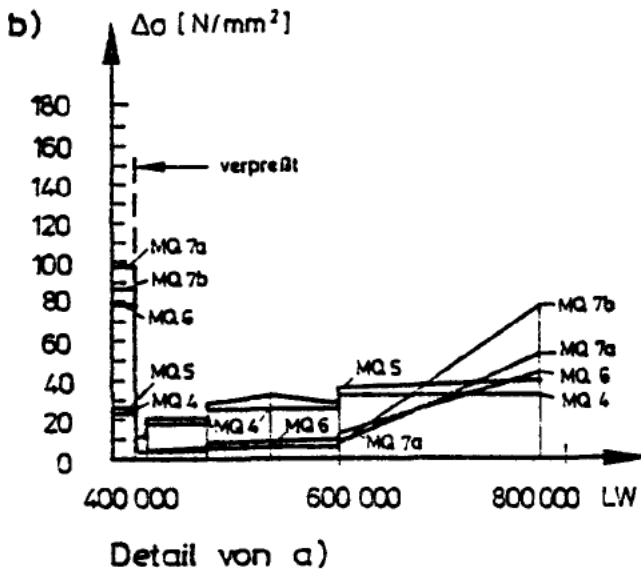
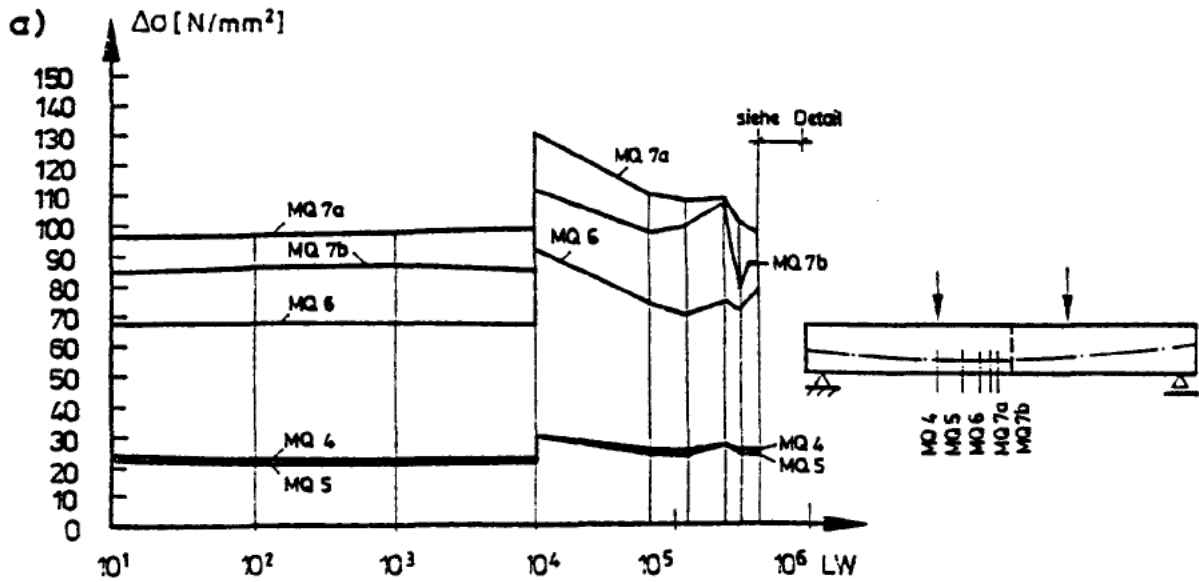


Bild 28: Verlauf der gemessenen $\Delta\sigma$ am Balken 16 (VSL)

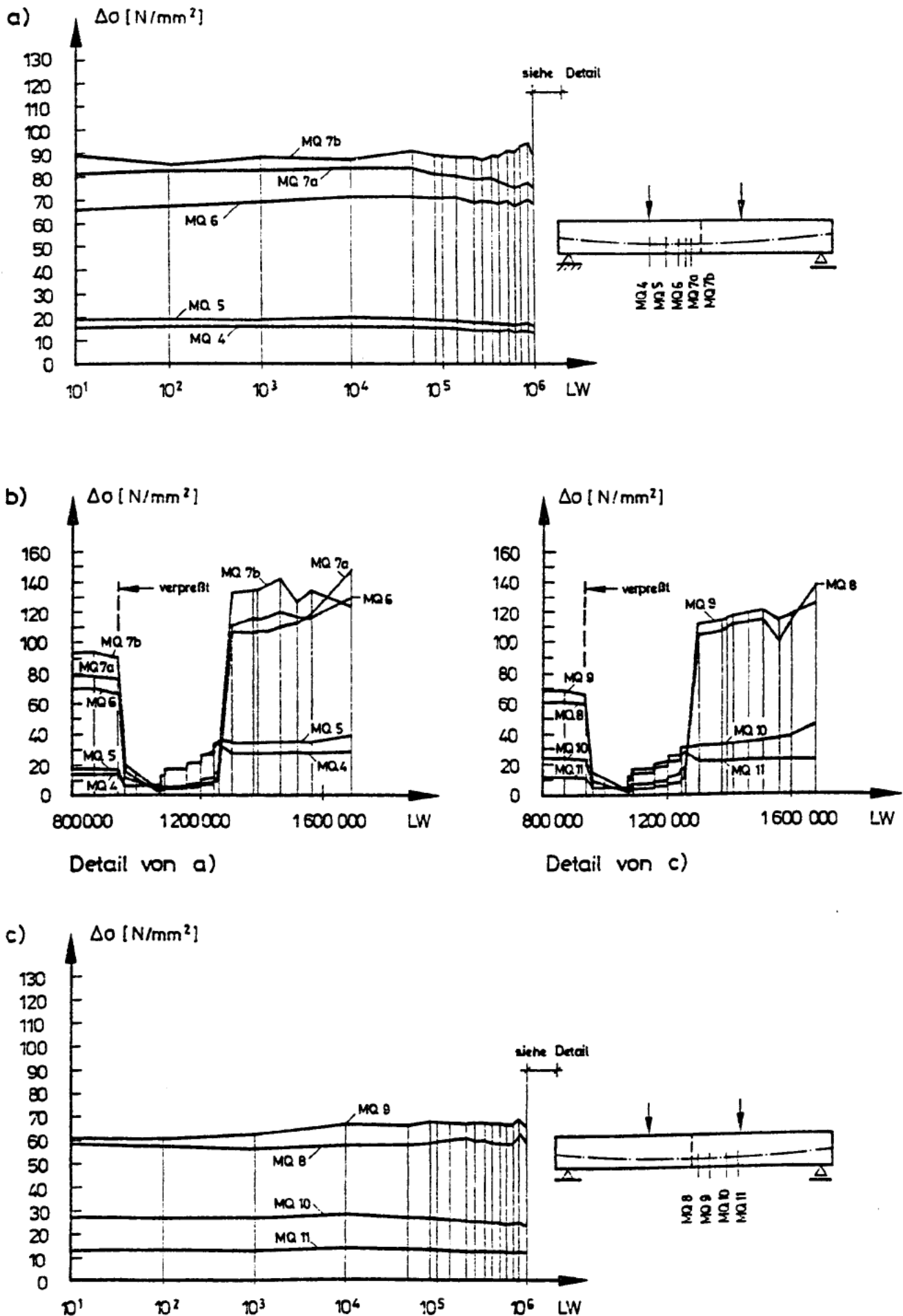


Bild 29: Verlauf der gemessenen $\Delta\sigma$ am Balken 17 (VSL)

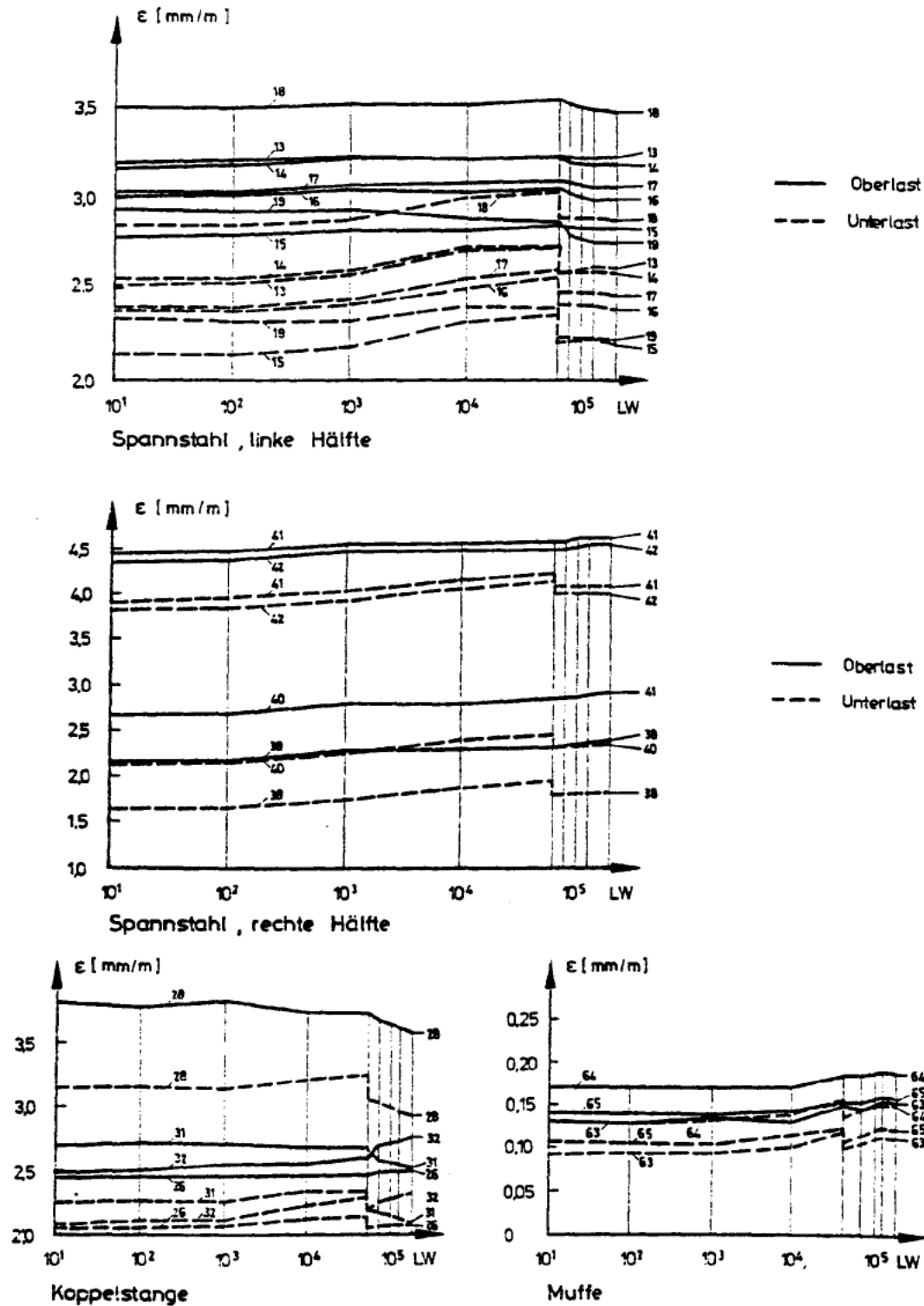


Bild 30: Entwicklung der Dehnungen infolge Ober- und Unterlast am Balken 14

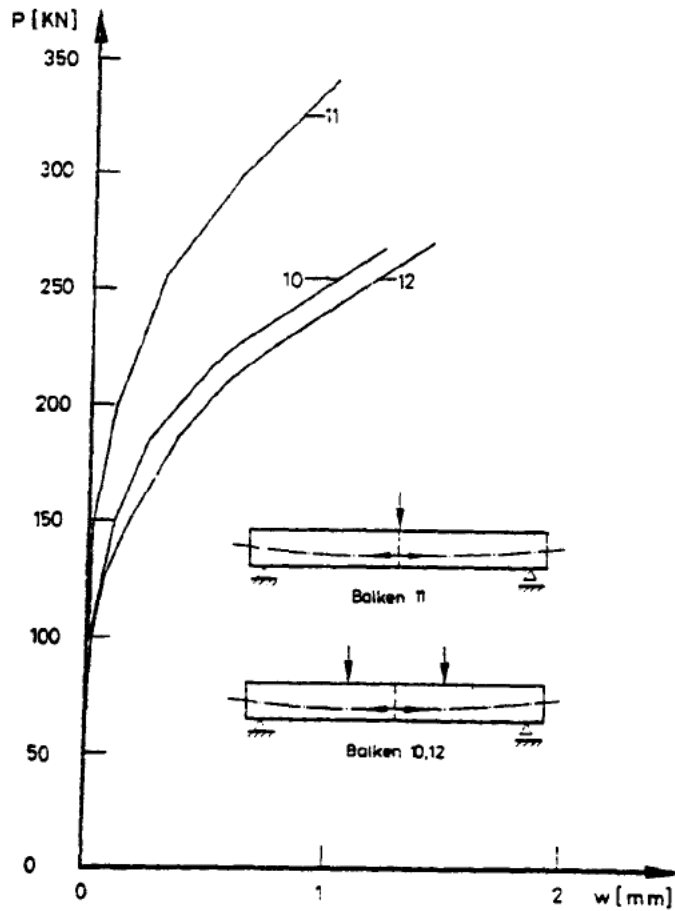


Bild 31: Rißbreite infolge statischer Belastung der Balken 10, 11, 12 (D & W)

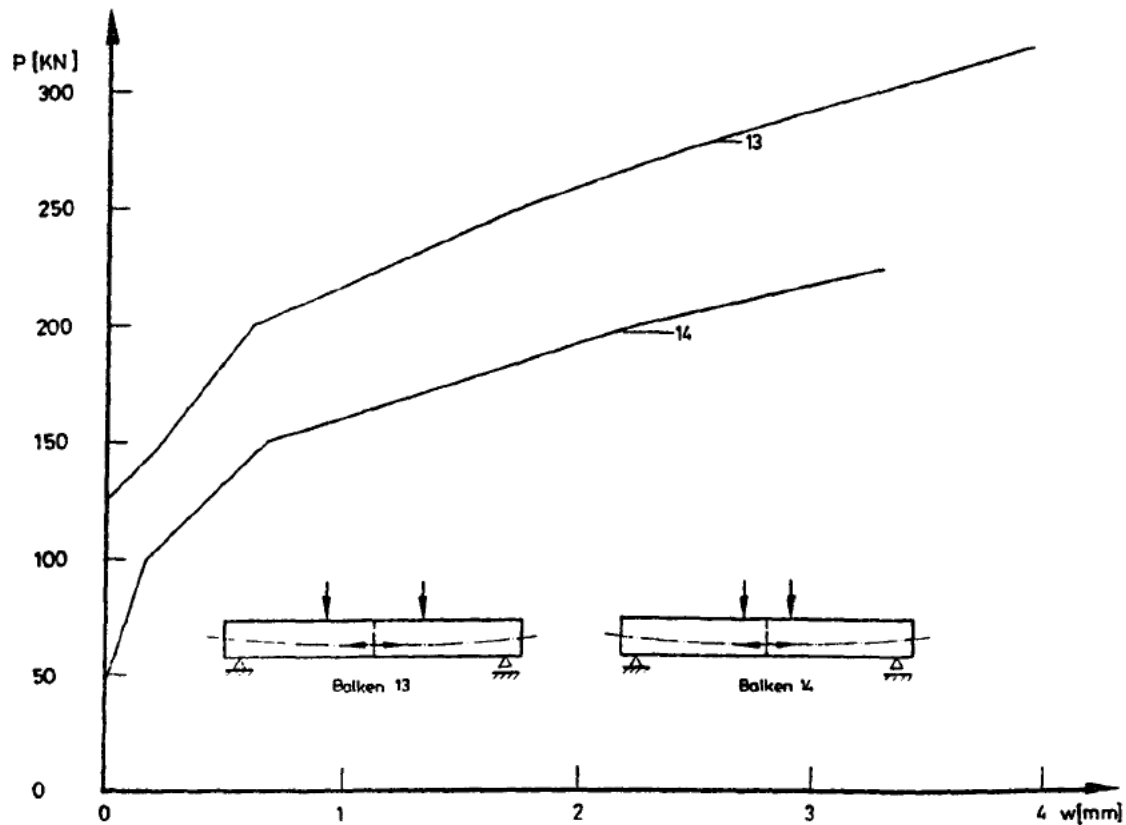


Bild 32: Rißbreite infolge statischer Belastung der Balken 13, 14 (PZ)

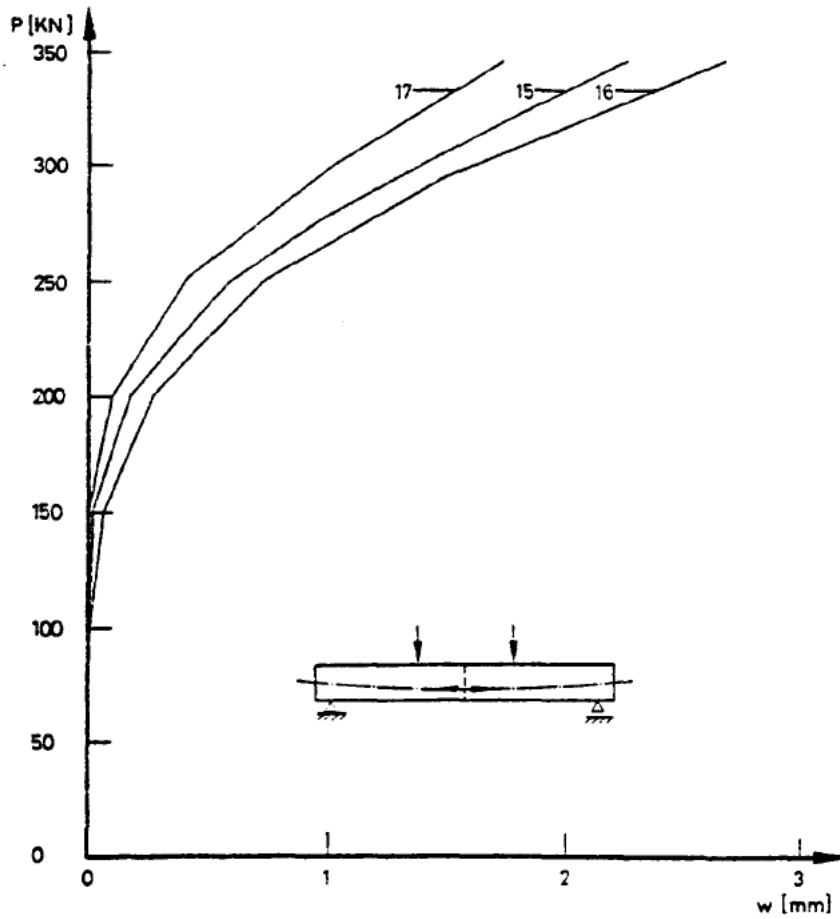


Bild 33: Rißbreite infolge statischer Belastung der Balken 15, 16, 17 (VSL)

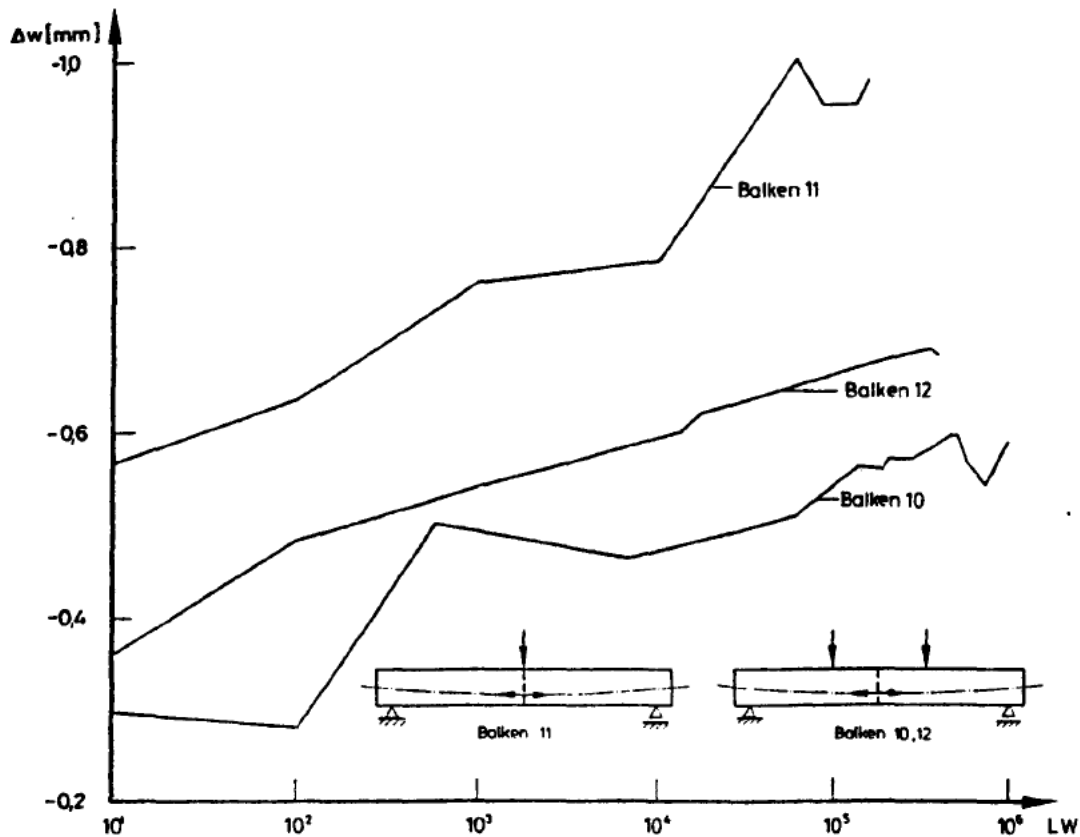


Bild 34: Rißbreitenänderung infolge Schwellbelastung der Balken 10, 11, 12 (D & W)

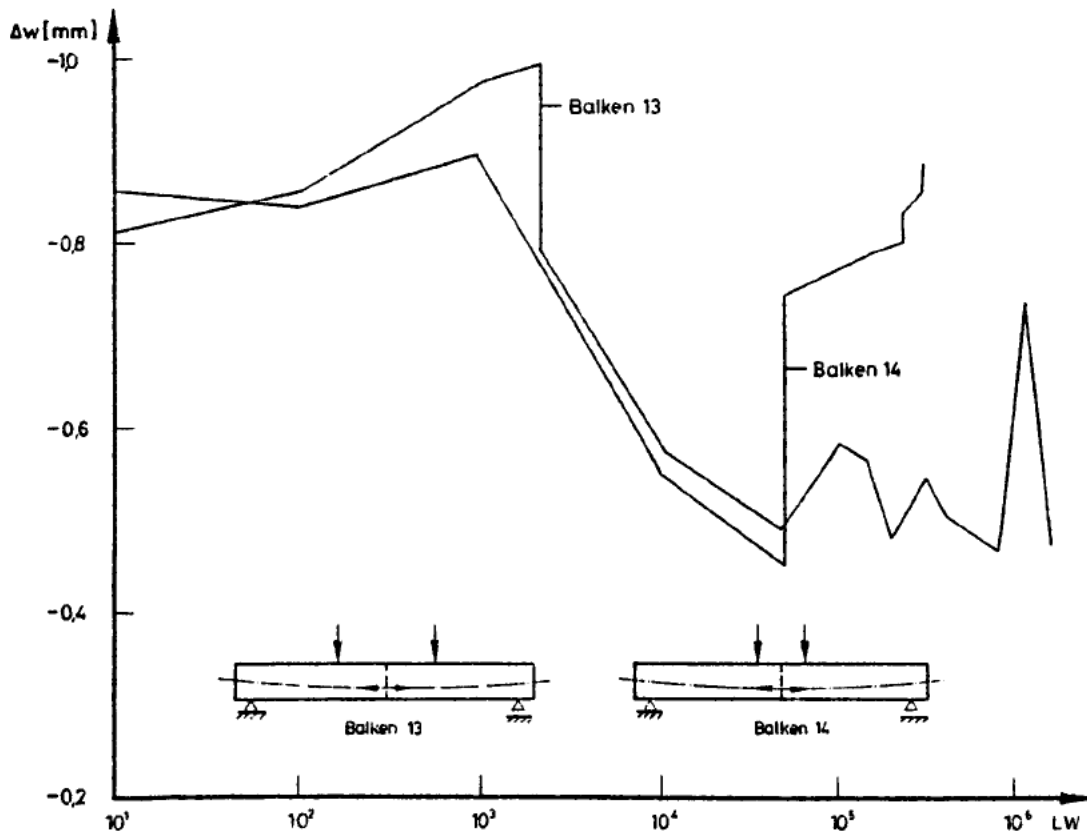


Bild 35: Rißbreitenänderung infolge Schwellbelastung der Balken 13, 14 (PZ)

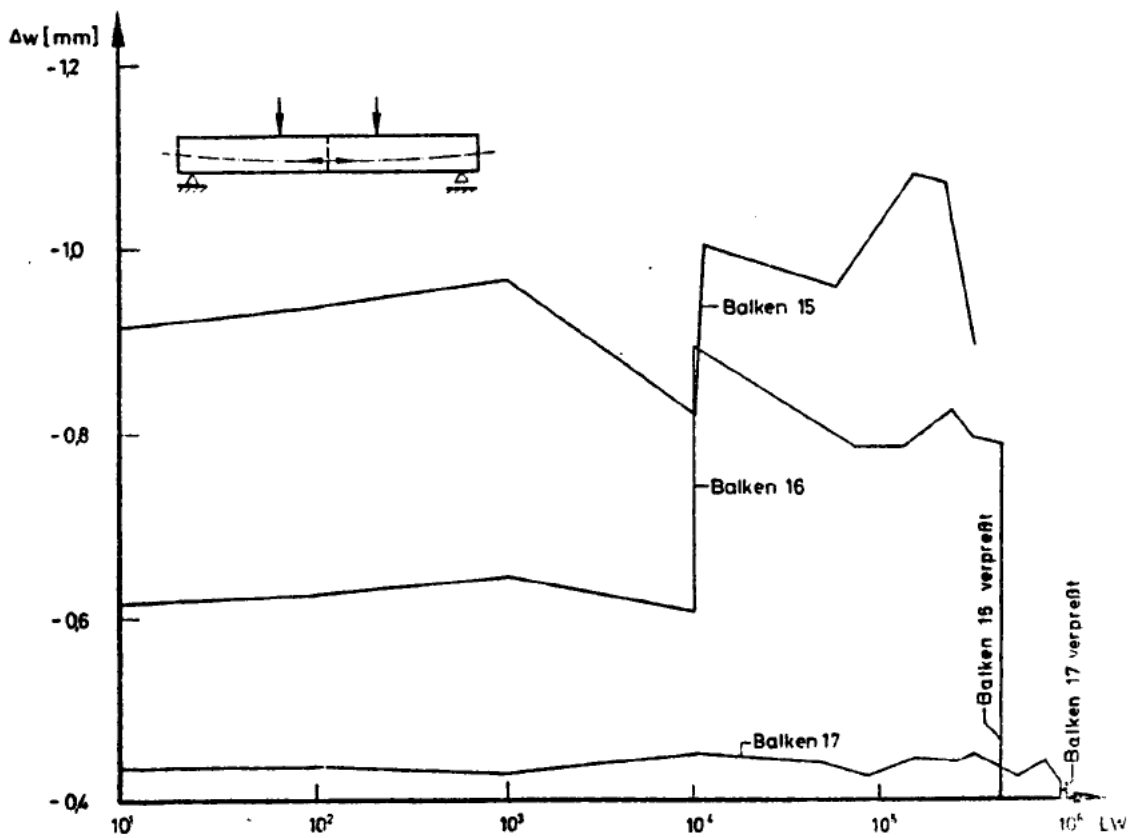


Bild 36: Rißbreitenänderung infolge Schwellbelastung der Balken 15, 16, 17 (VSL)

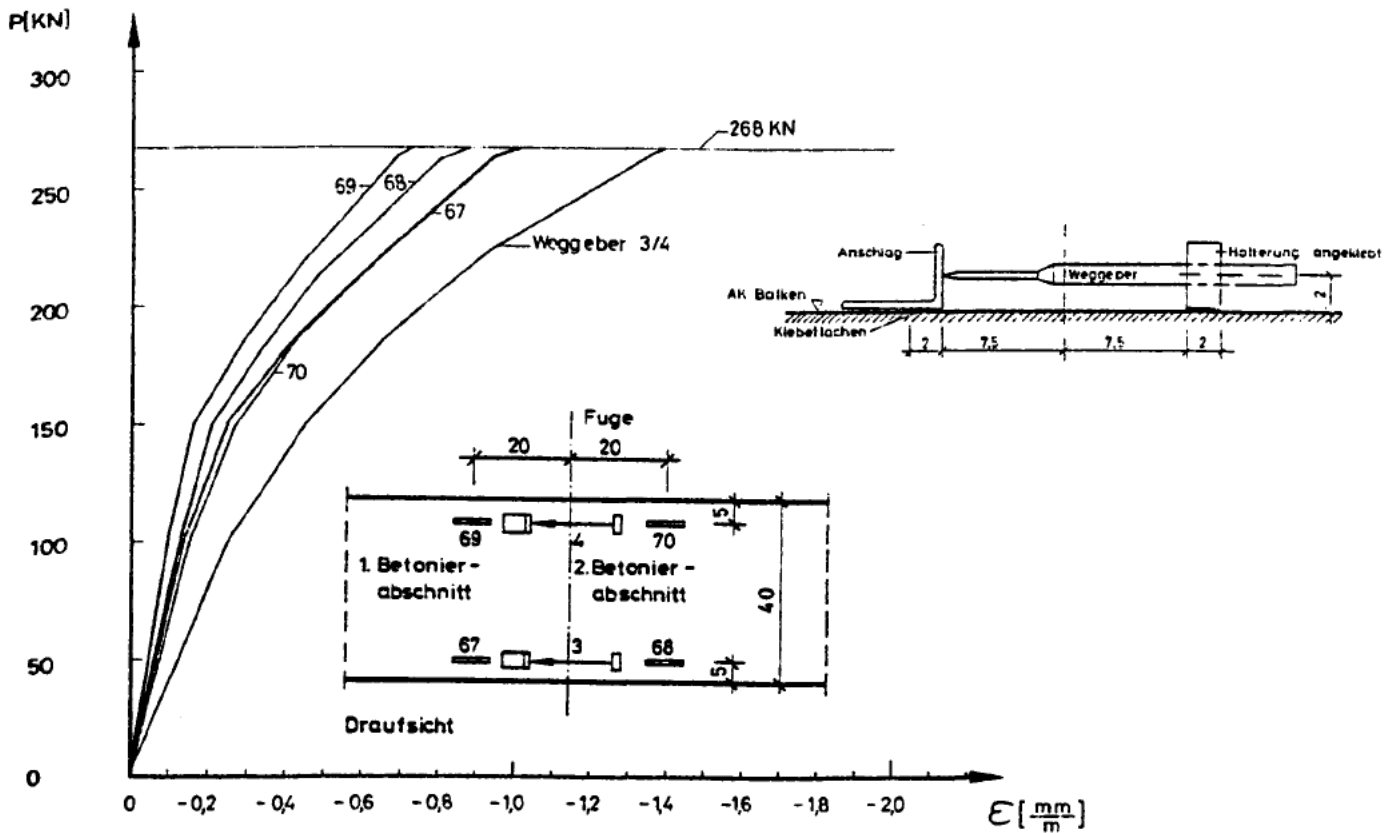


Bild 37: Dehnungsmessung in der Betondruckzone unter statischer Belastung des Balkens 10 (D & W)

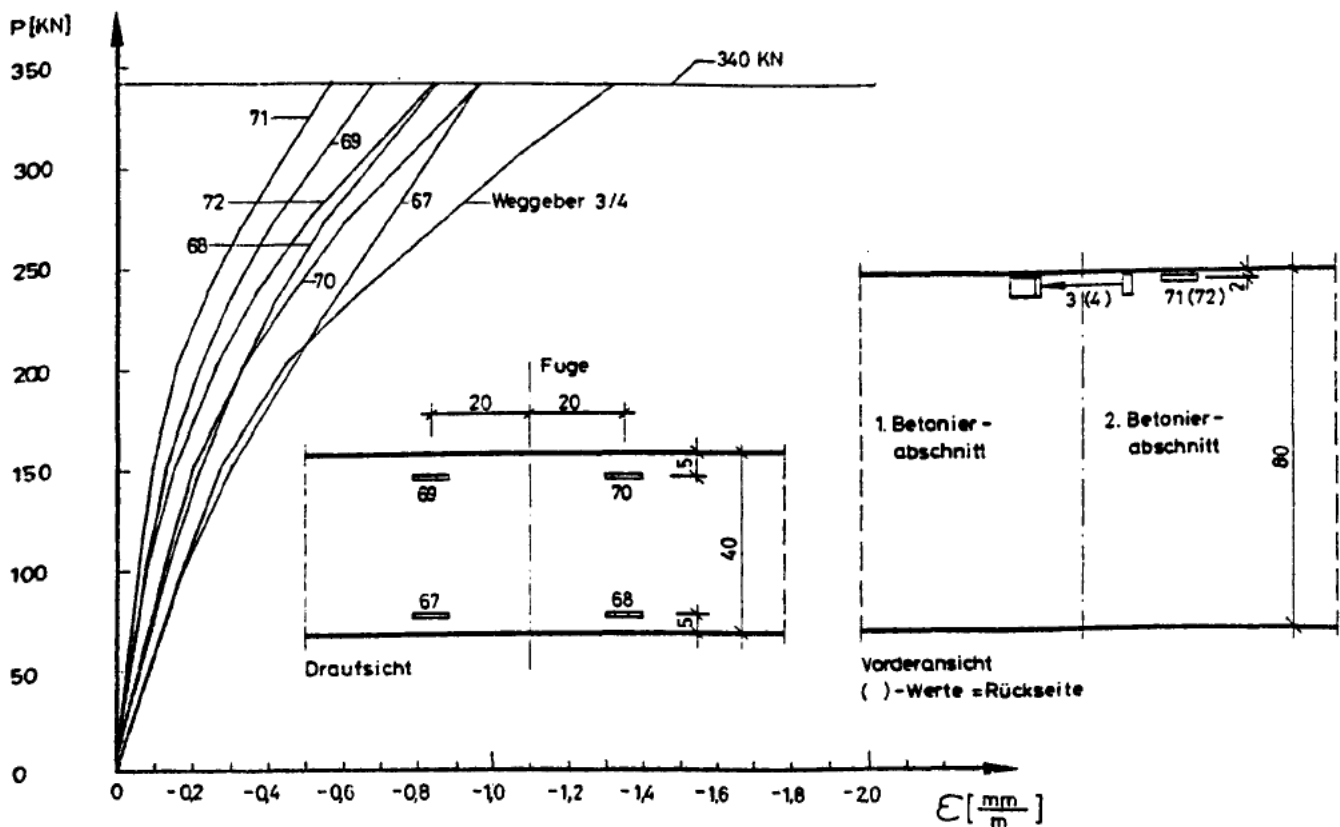


Bild 38: Dehnungsmessung in der Betondruckzone unter statischer Belastung des Balkens 11 (D & W)

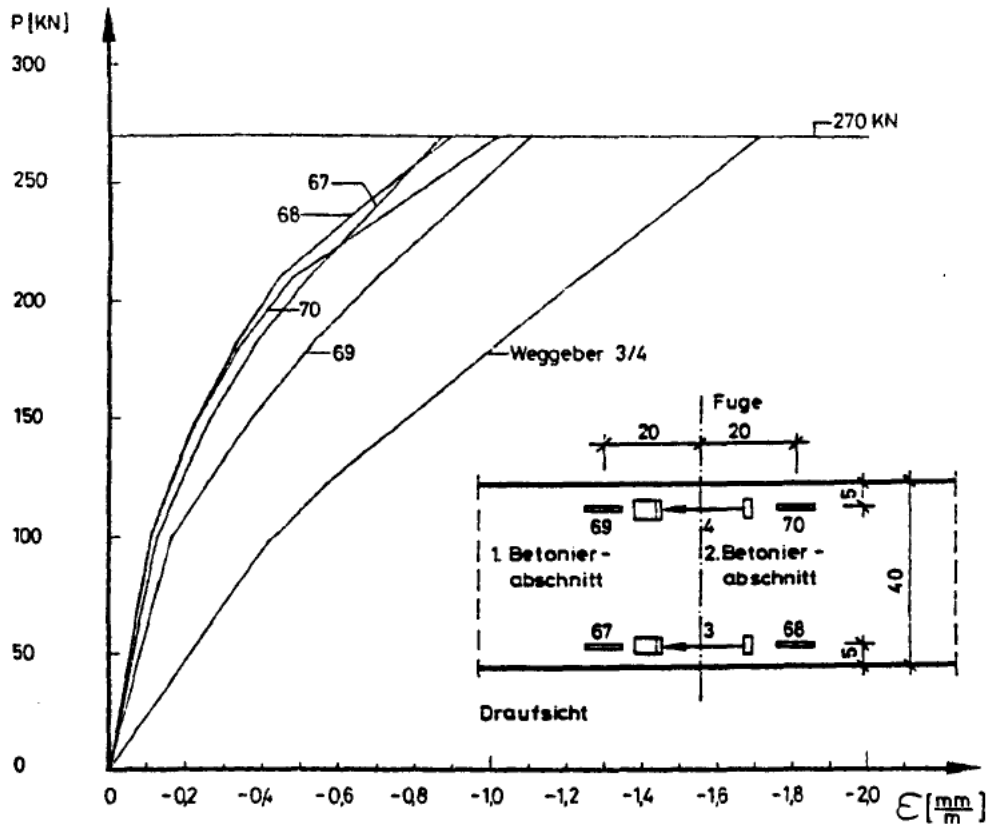


Bild 39: Dehnungsmessung in der Betondruckzone unter statischer Belastung des Balkens 12 (D & W)

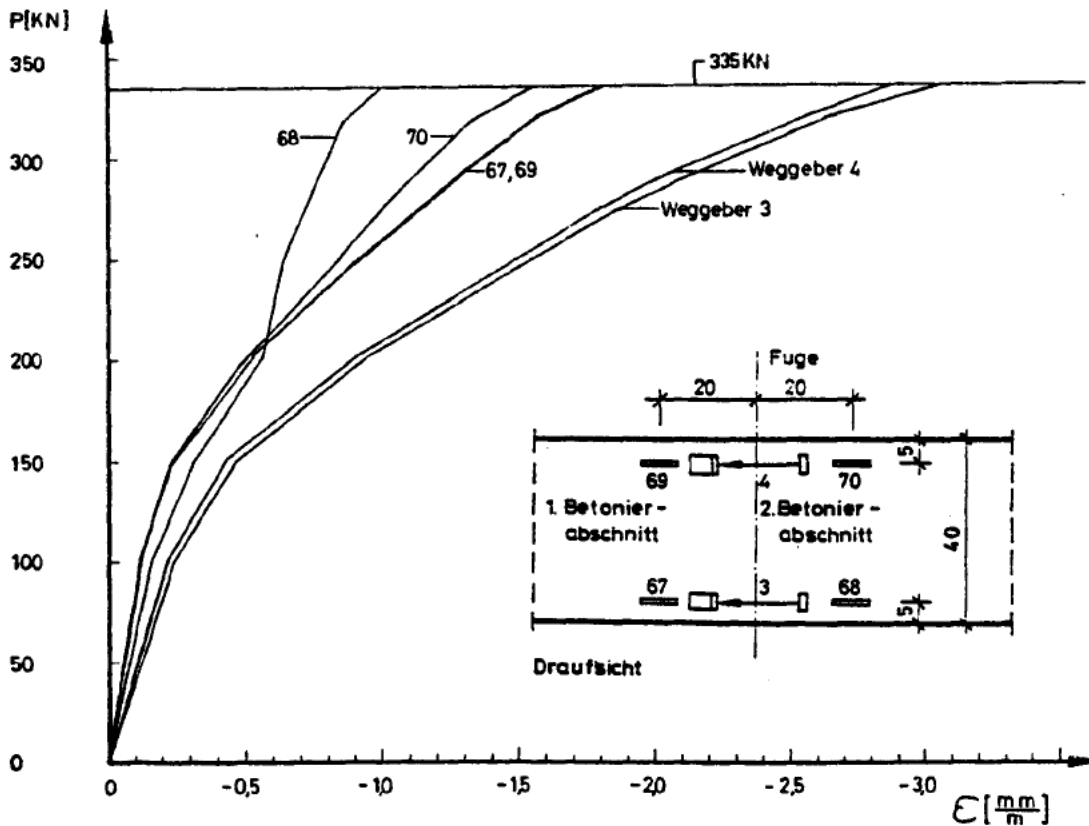


Bild 40: Dehnungsmessung in der Betondruckzone unter statischer Belastung des Balkens 13 (PZ)

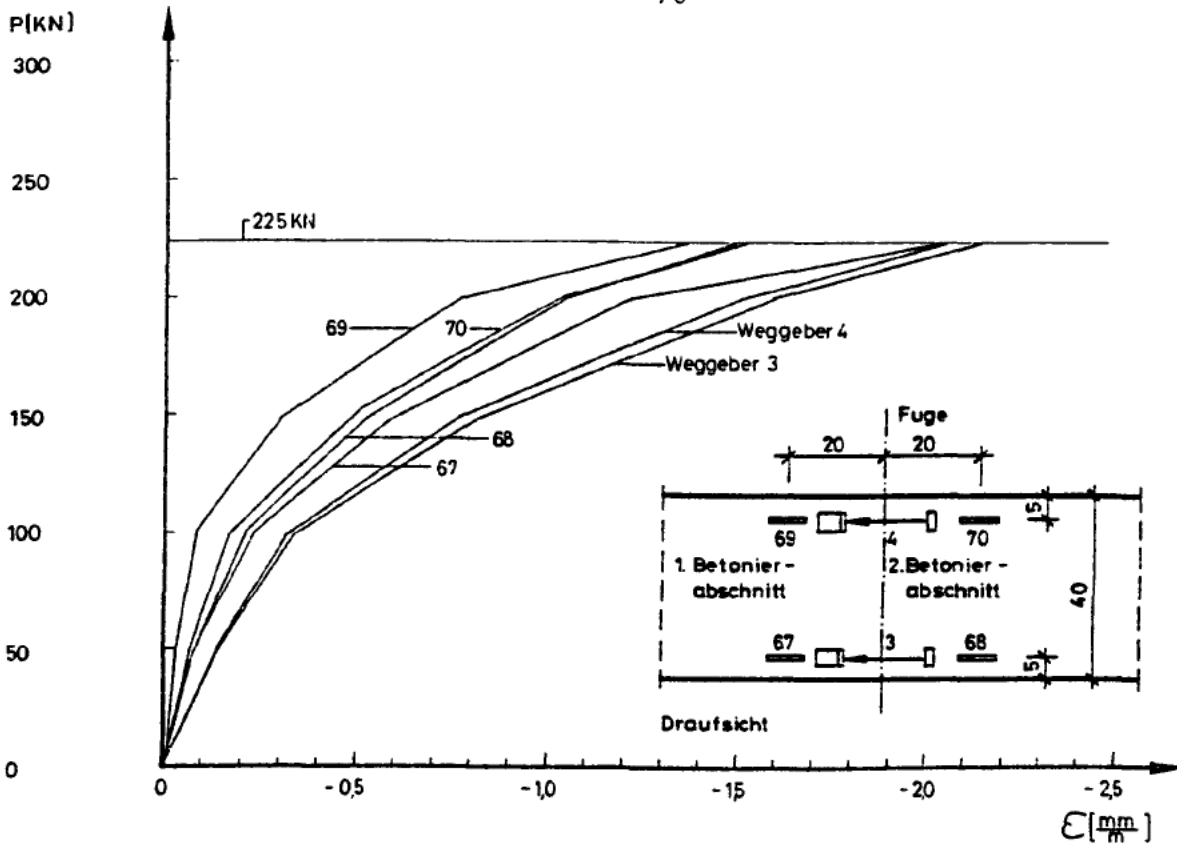


Bild 41: Dehnungsmessung in der Betondruckzone unter statischer Belastung des Balkens 14 (PZ)

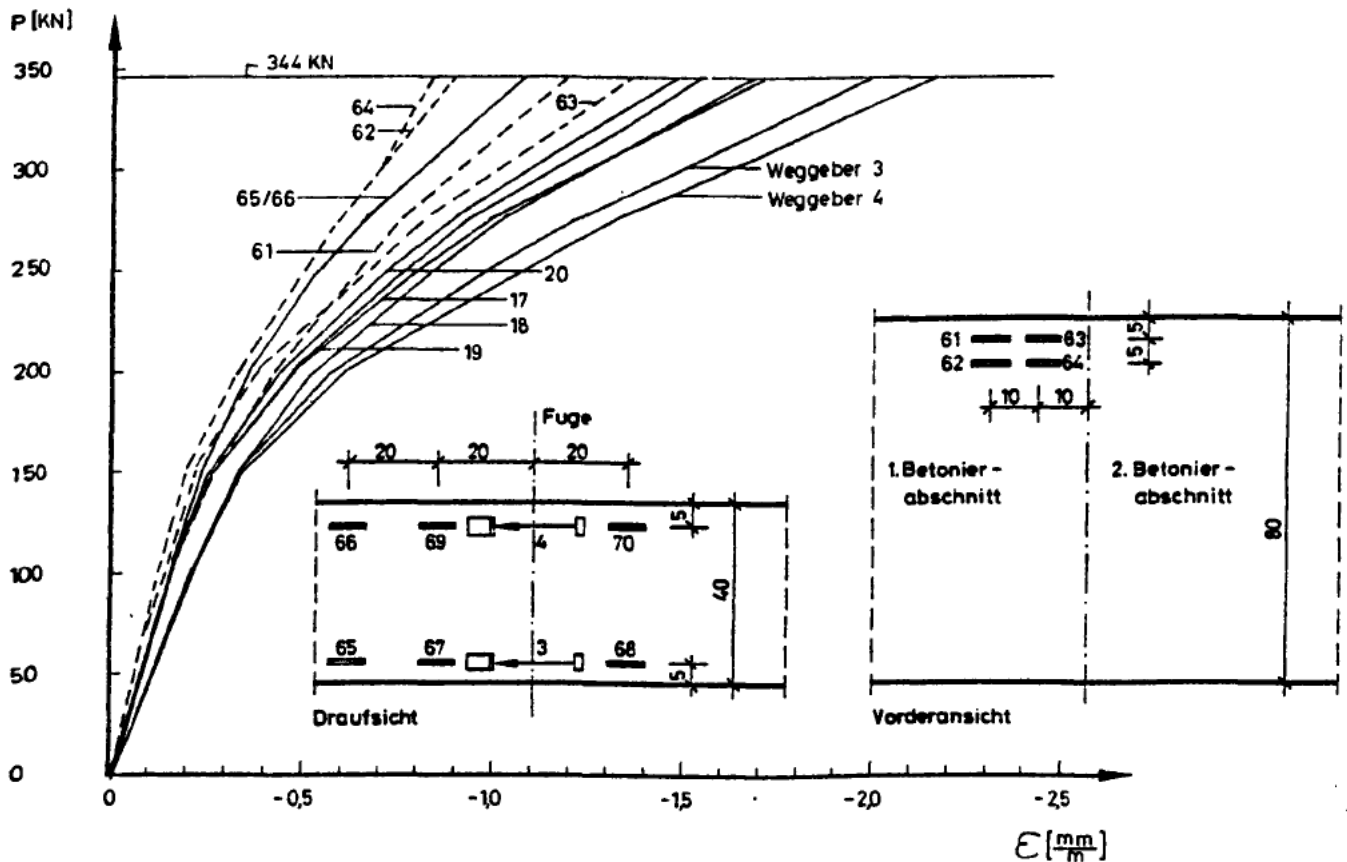


Bild 42: Dehnungsmessung in der Betondruckzone unter statischer Belastung des Balkens 15 (VSL)

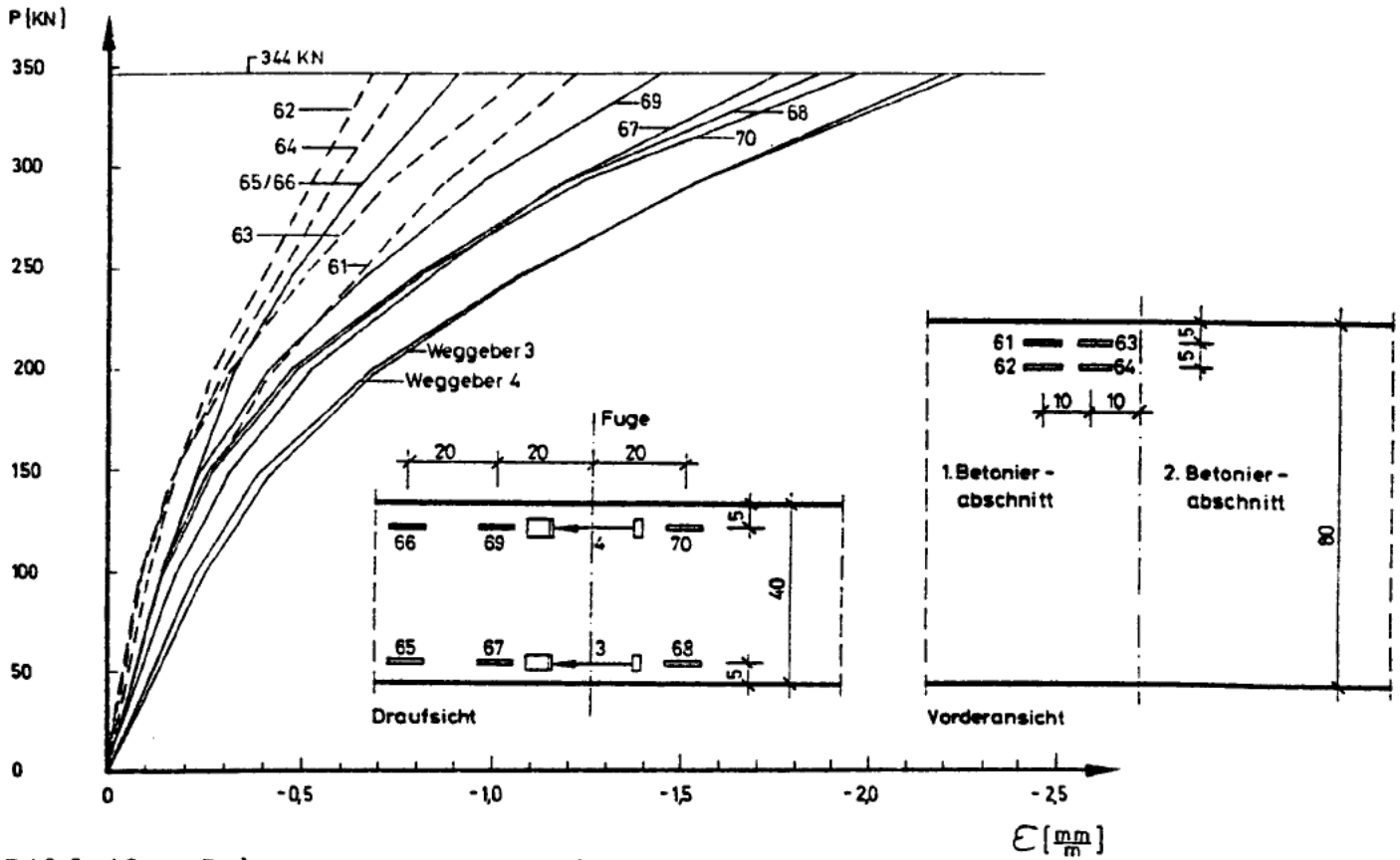


Bild 43: Dehnungsmessung in der Betondruckzone unter statischer Belastung des Balkens 16 (VSL)

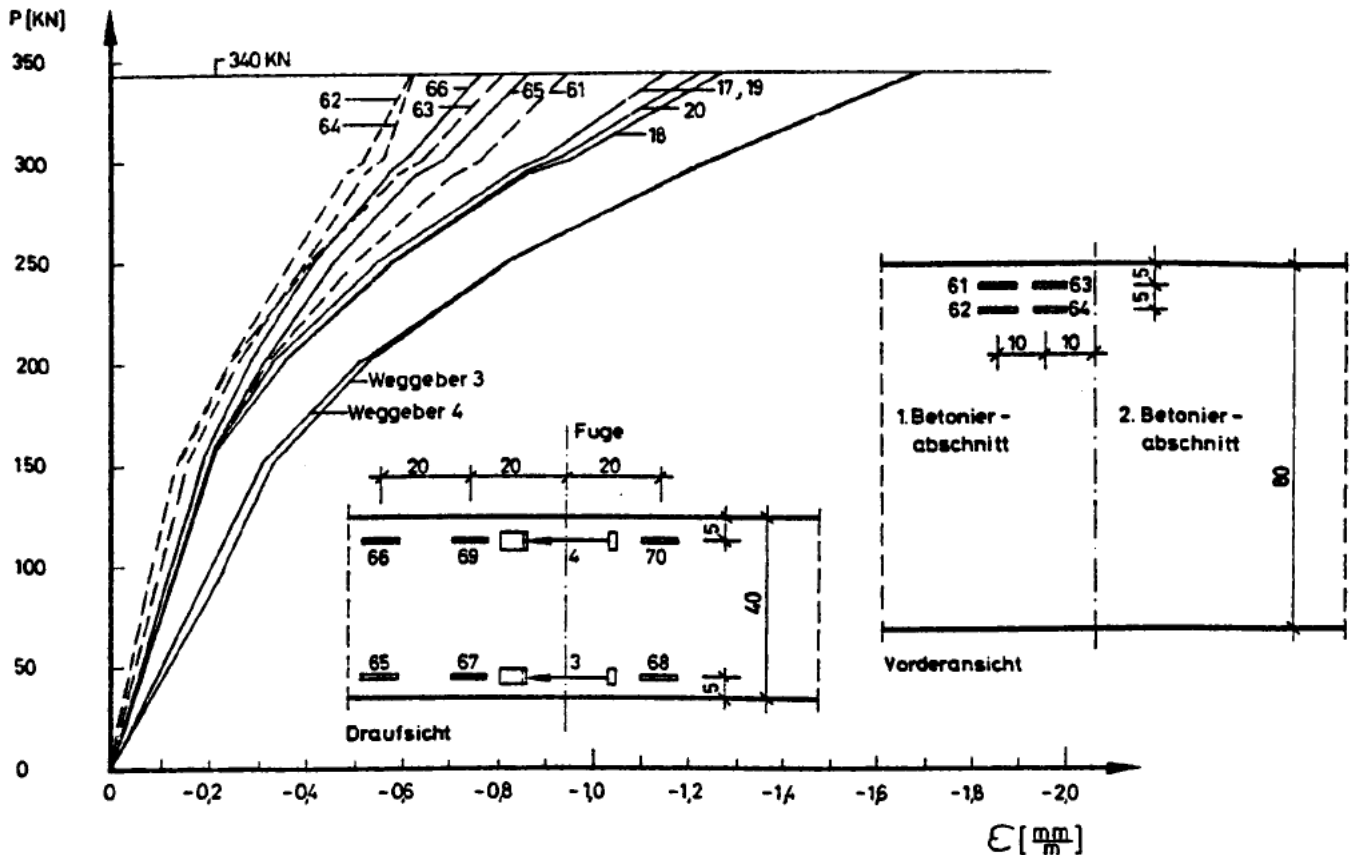


Bild 44: Dehnungsmessung in der Betondruckzone unter statischer Belastung des Balkens 17 (VSL)

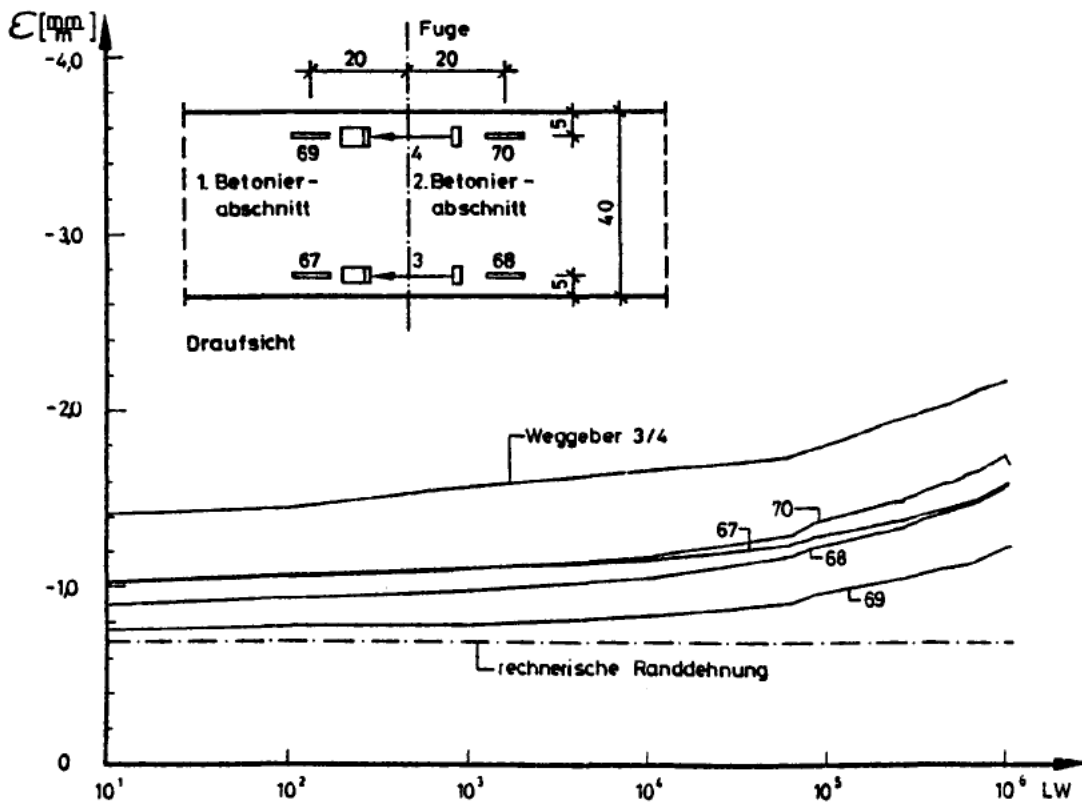


Bild 45: Entwicklung der maximalen Betonstauchungen im Fugenbereich des Balkens 10 (D & W)

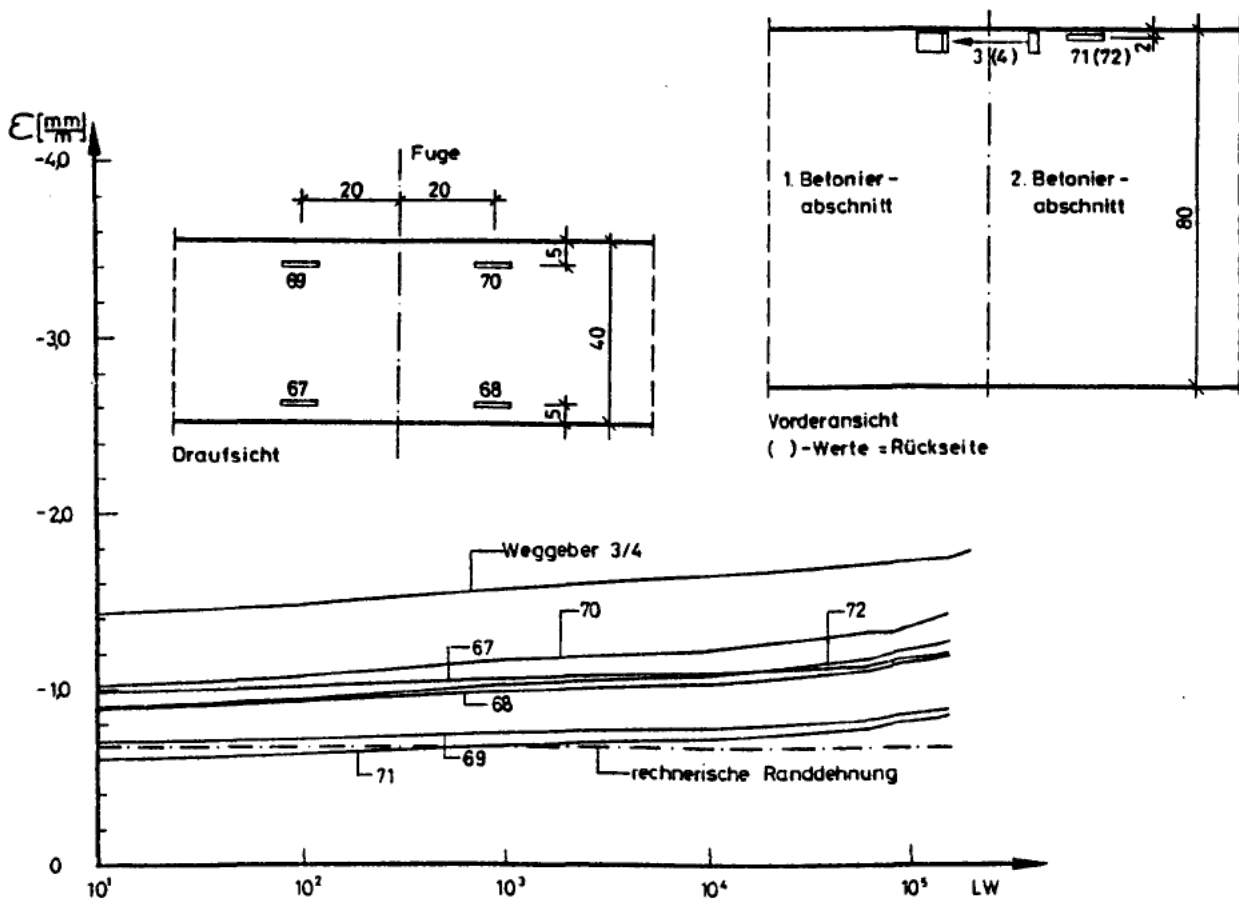


Bild 46: Entwicklung der maximalen Betonstauchungen im Fugenbereich des Balkens 11 (D & W)

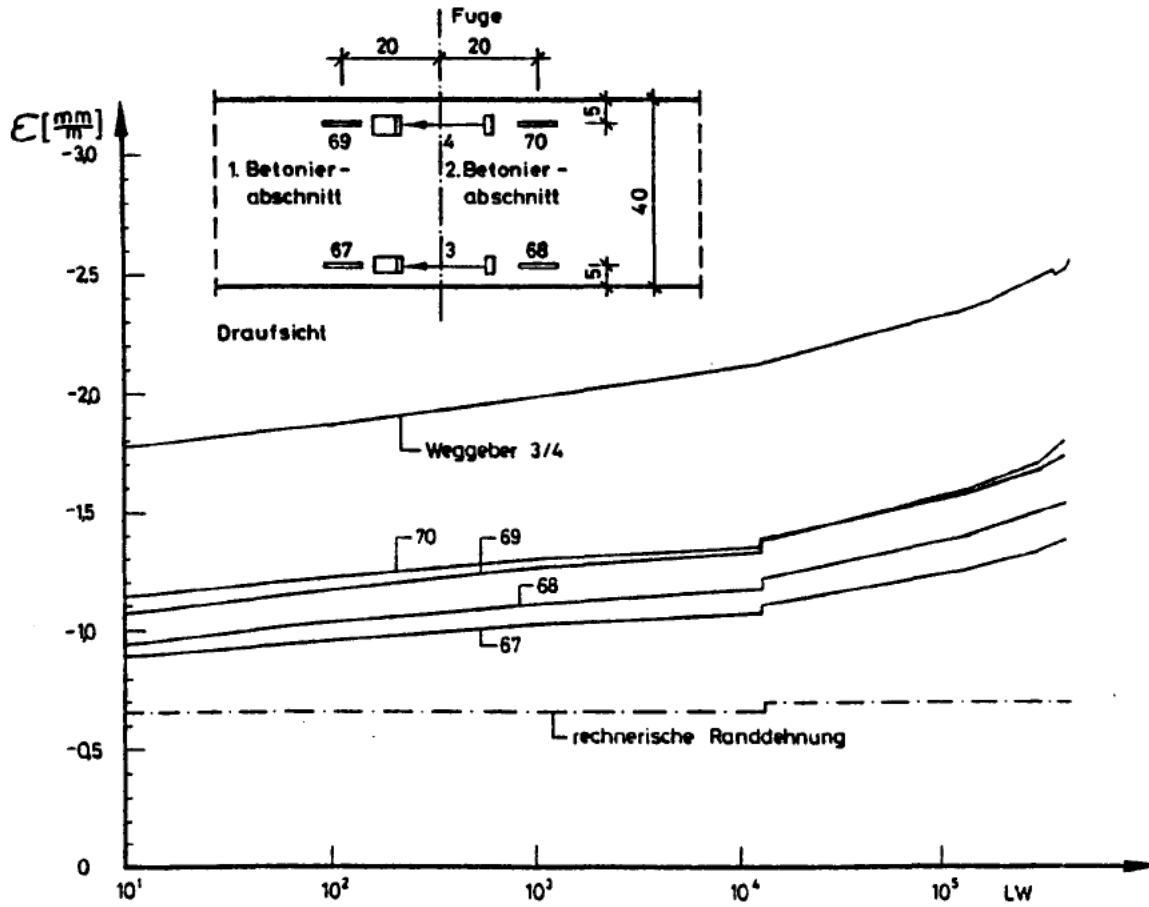


Bild 47: Entwicklung der maximalen Betonstauchungen im Fugenbereich des Balkens 12 (D & W)

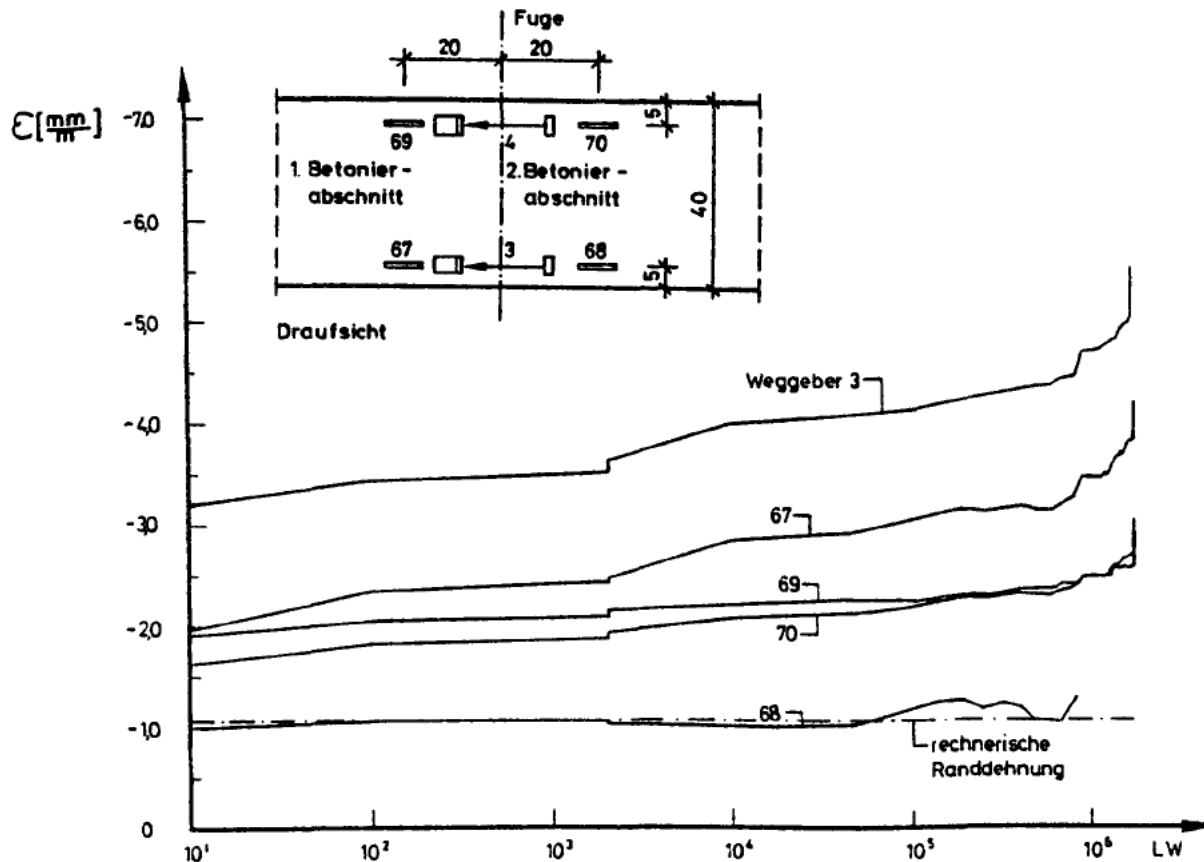


Bild 48: Entwicklung der maximalen Betonstauchungen im Fugenbereich des Balkens 13 (PZ)

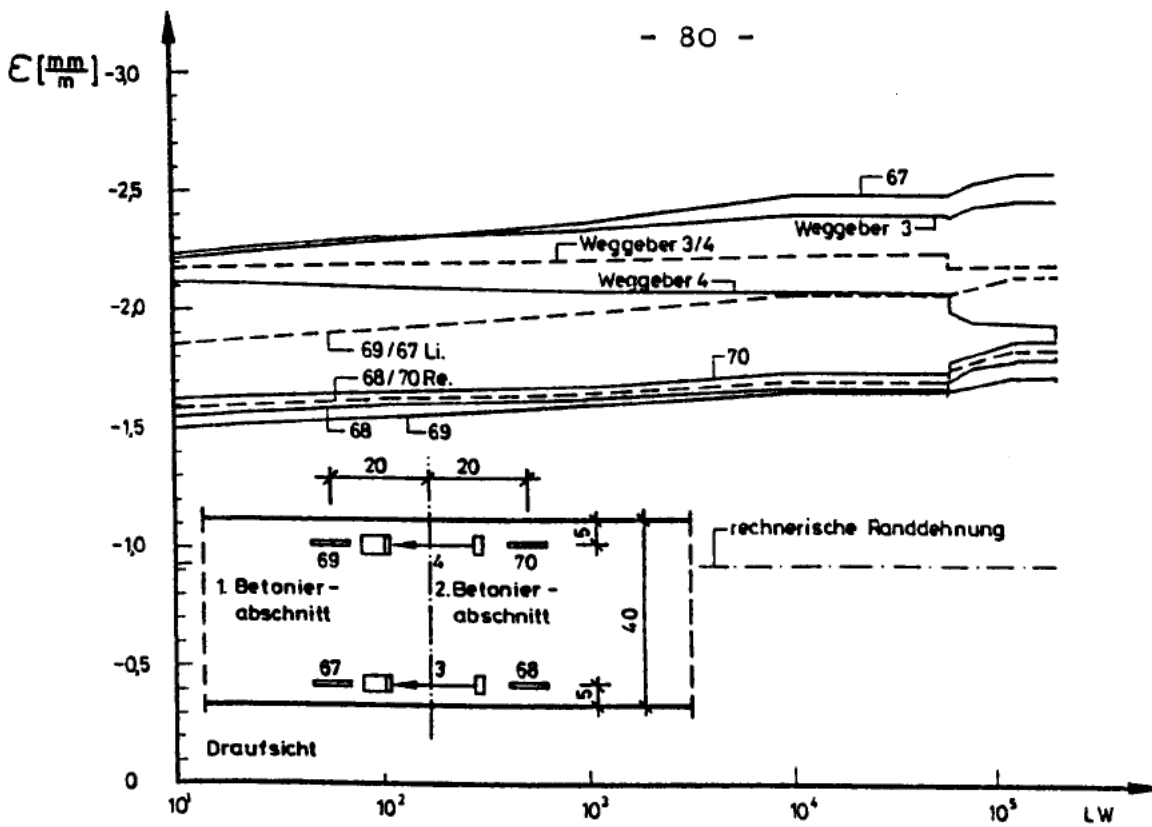


Bild 49: Entwicklung der maximalen Betonstauchungen im Fugenbereich des Balkens 14 (PZ)

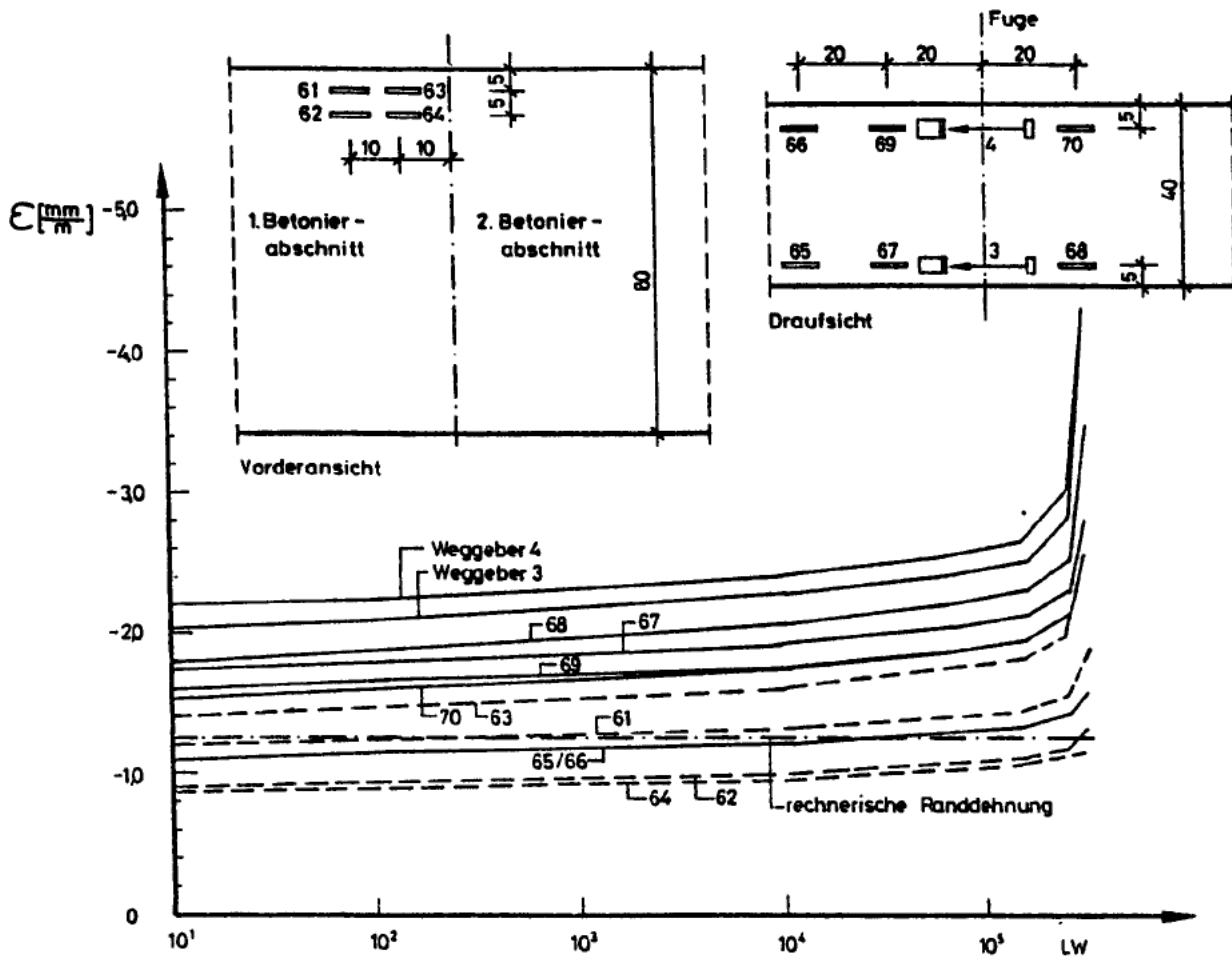


Bild 50: Entwicklung der maximalen Betonstauchungen im Fugenbereich des Balkens 15 (VSL)

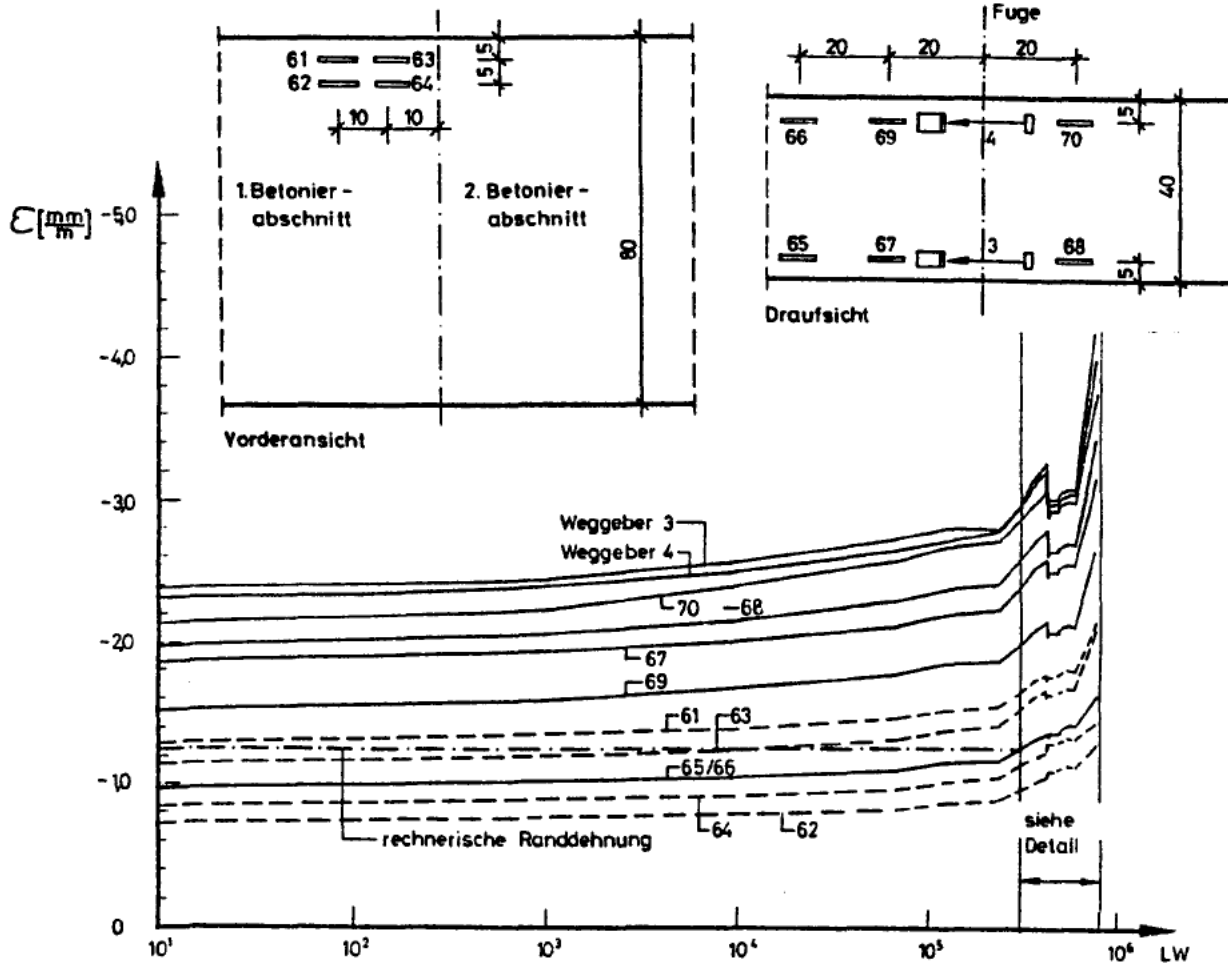


Bild 51: Entwicklung der maximalen Betonstauchungen im Fugenbereich des Balkens 16 (VSL)

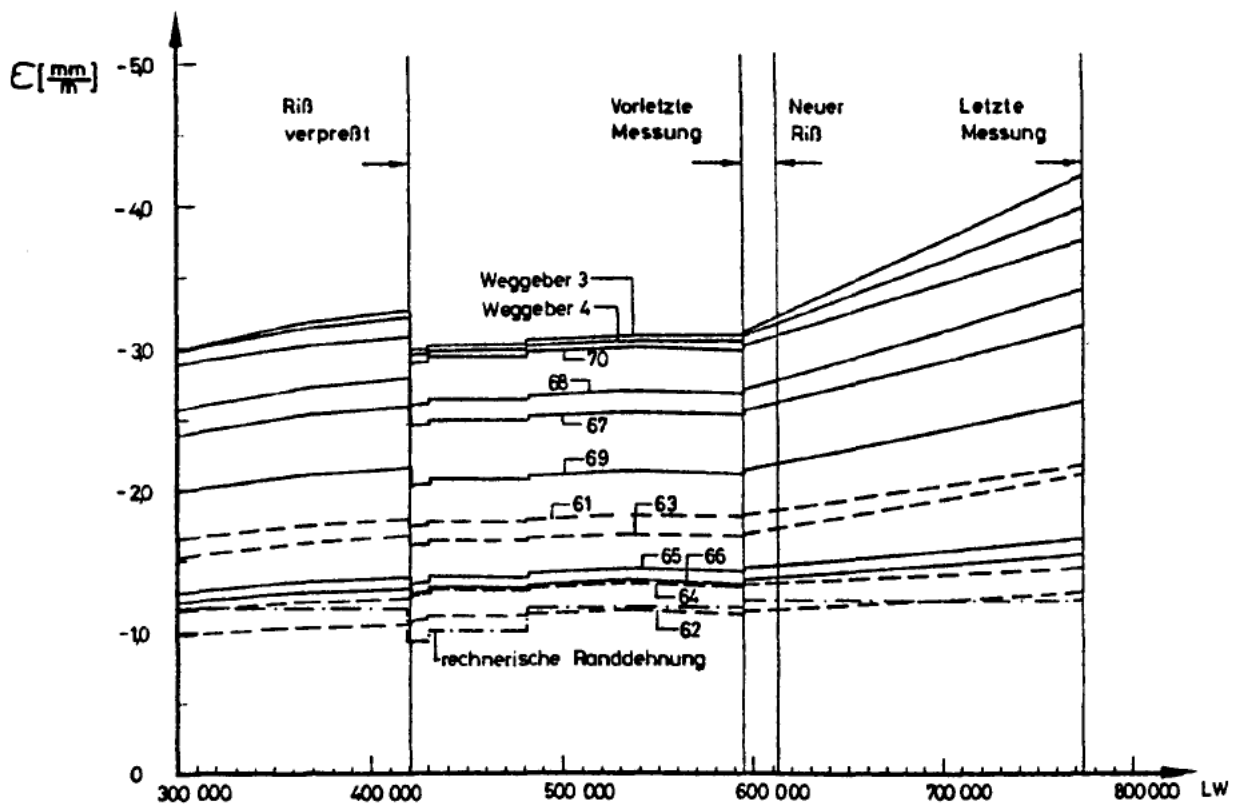


Bild 52: Entwicklung der maximalen Betonstauchungen im Fugenbereich des Balkens 16 (VSL) - Detail

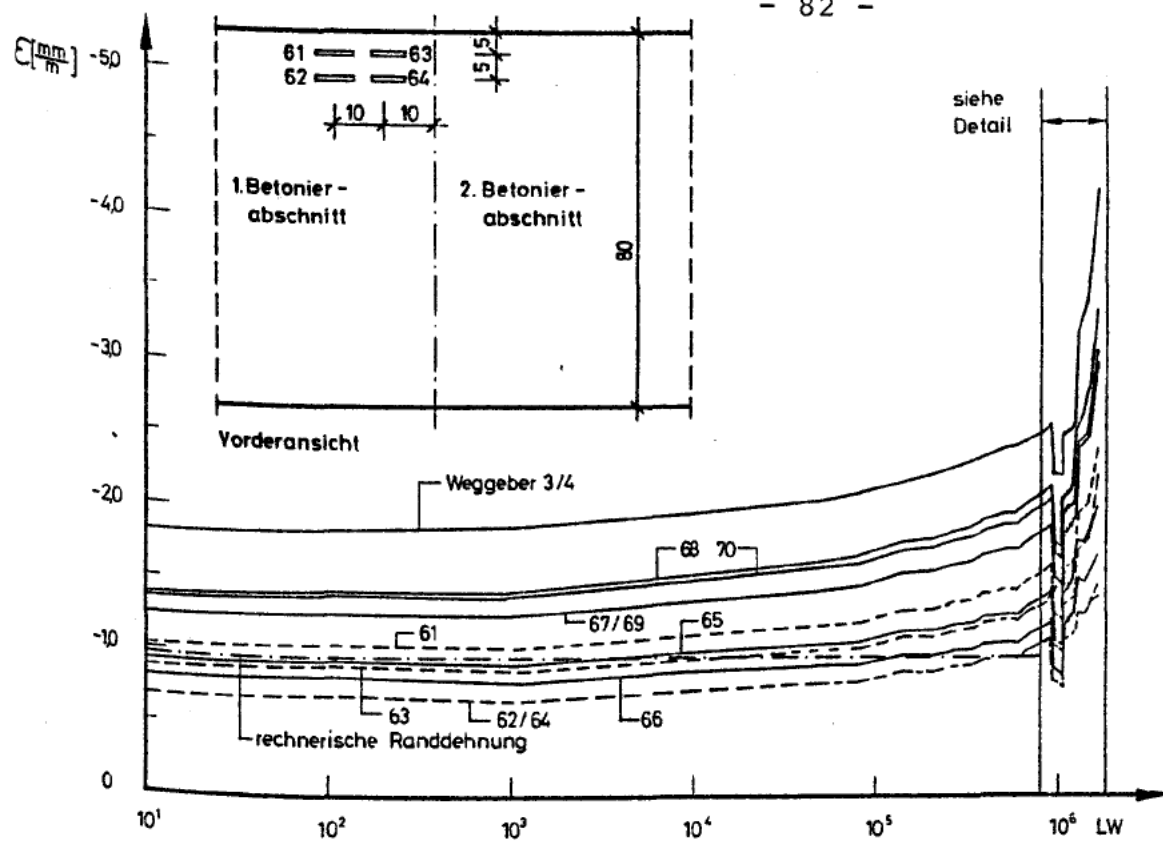


Bild 53: Entwicklung der maximalen Betonstauchungen im Fugenbereich des Balkens 17 (VSL)

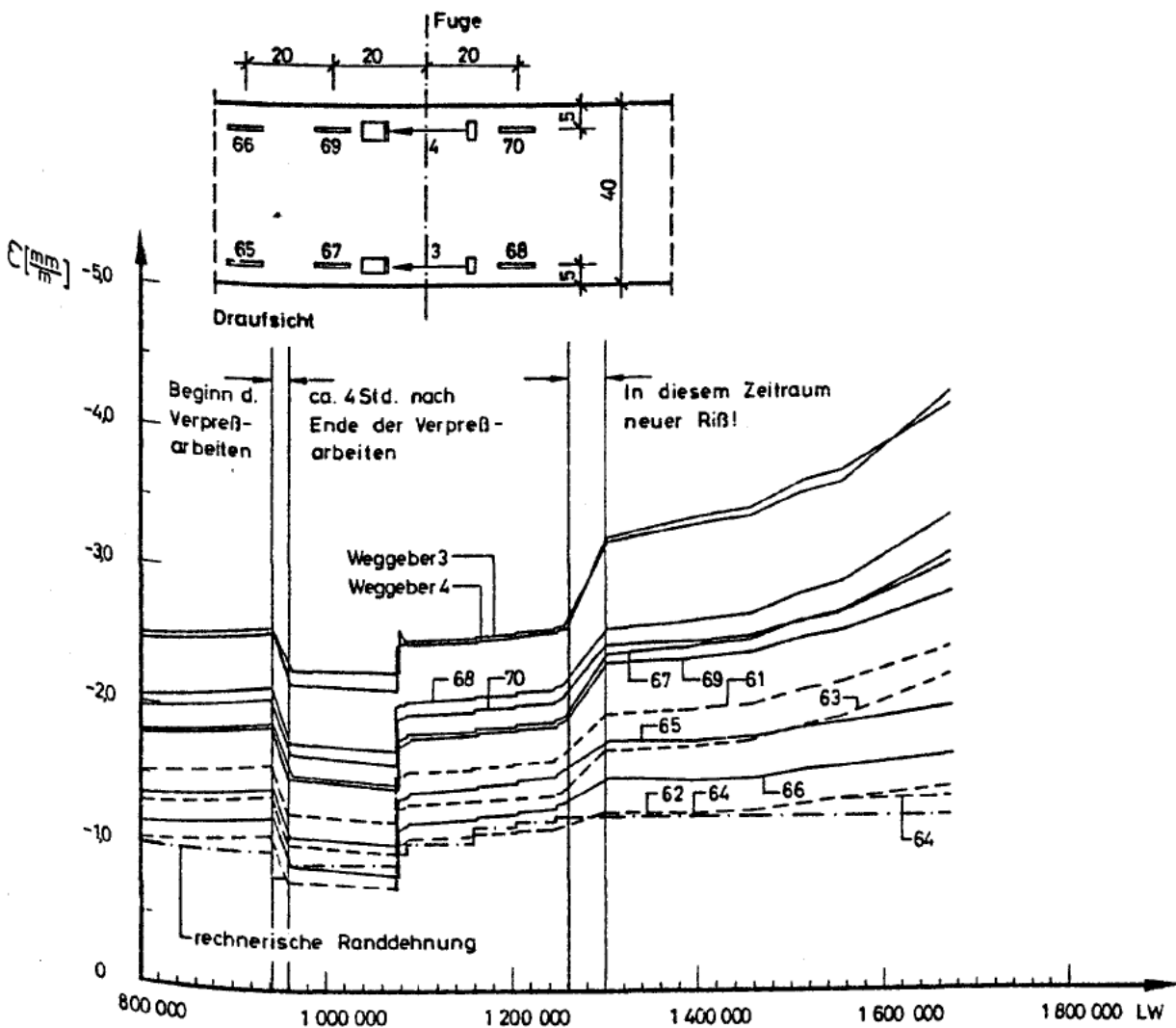


Bild 54: Entwicklung der maximalen Betonstauchungen im Fugenbereich des Balkens 17 (VSL) - Detail



Bild 55 : Gefügezerstörung in der Druckzone
am Balken 14

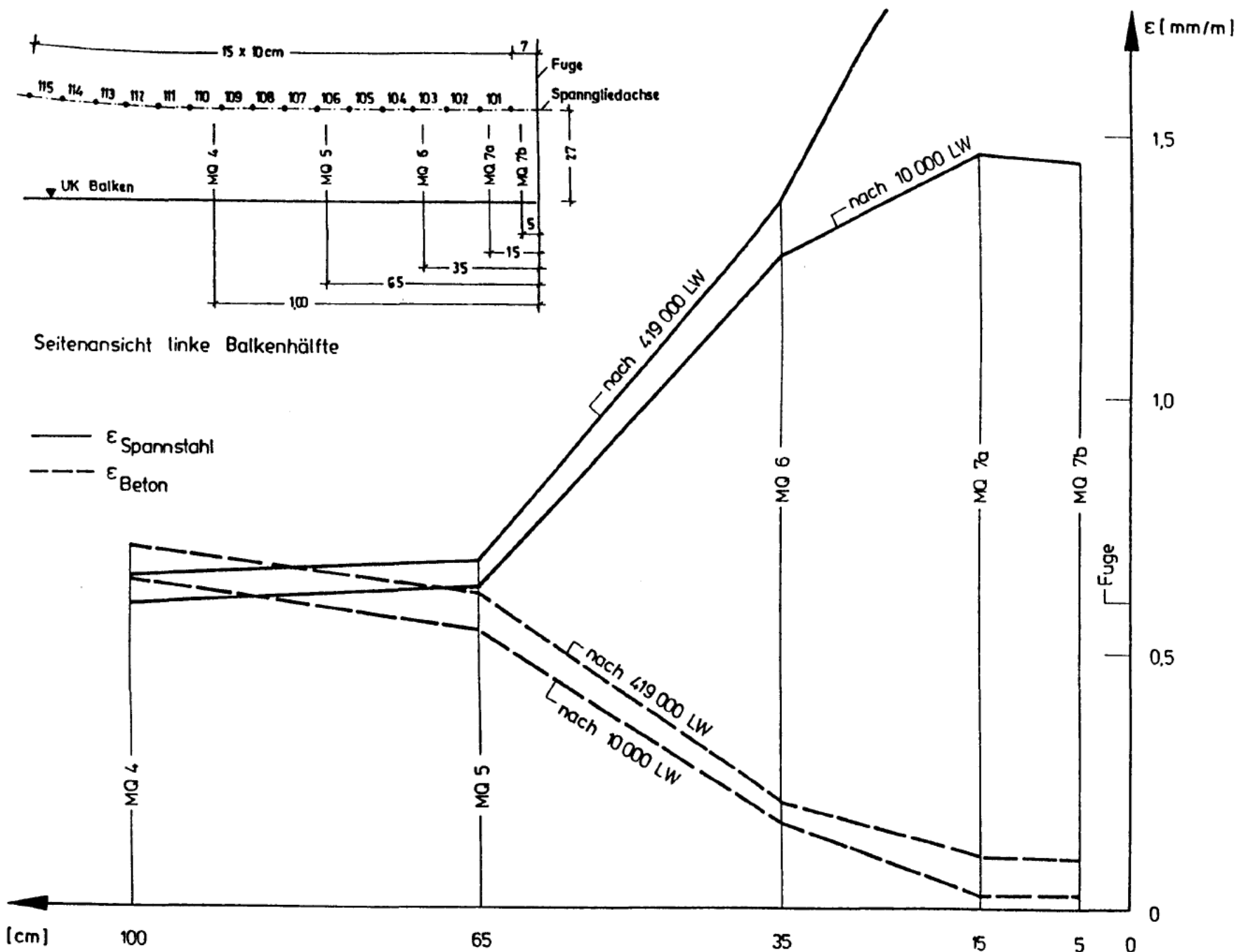


Bild 56 : Gemessene Dehnungen infolge Oberlast
 am Balken 16

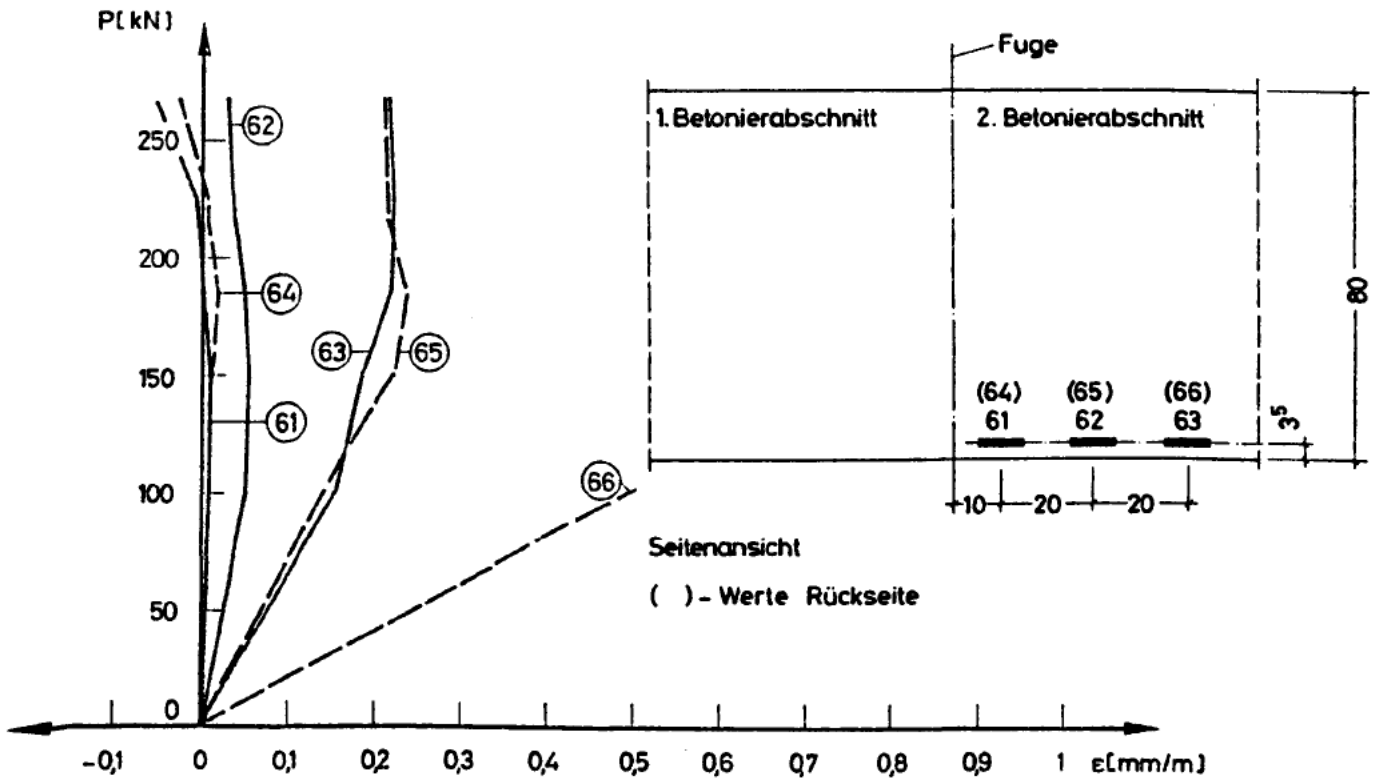


Bild 57: Dehnungsmessung in der Betonzugzone, Balken 10 (D & W)

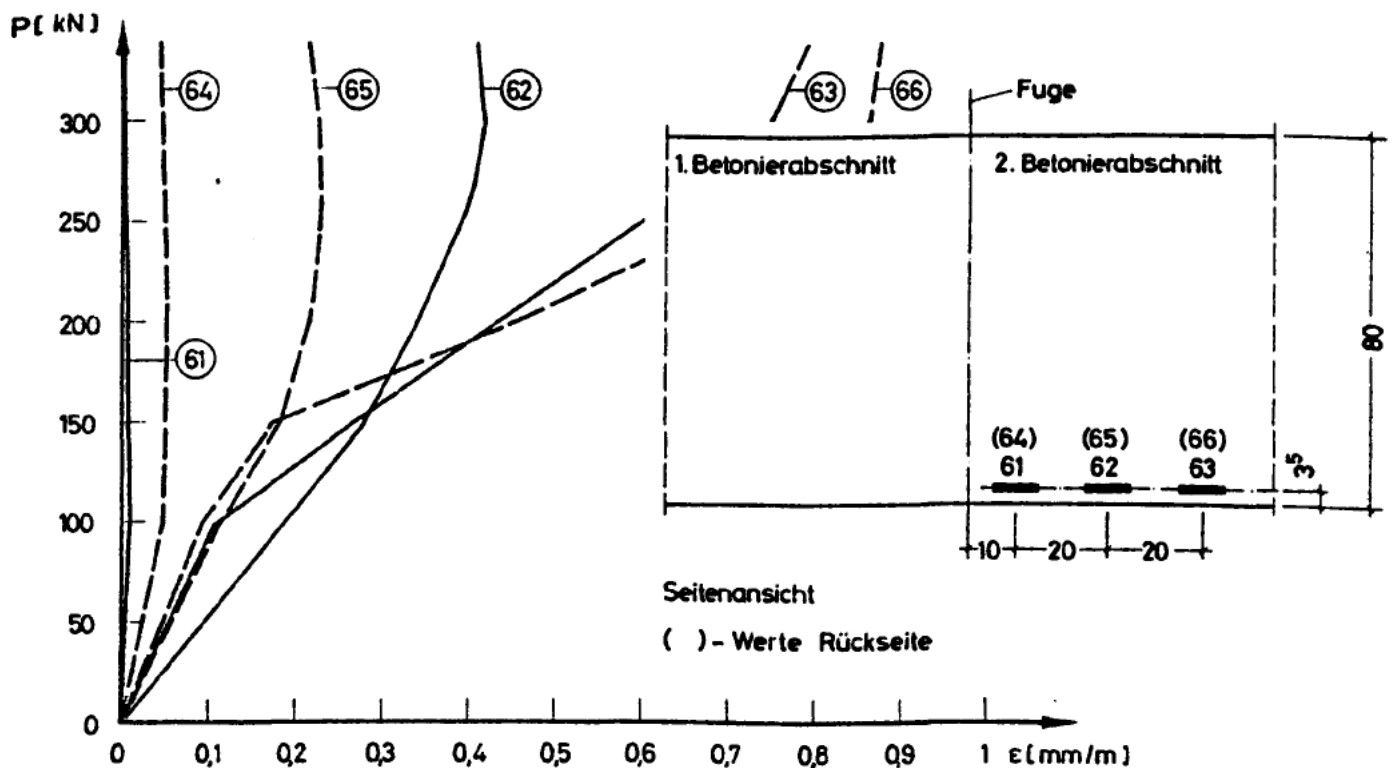


Bild 58: Dehnungsmessung in der Betonzugzone, Balken 11 (D & W)

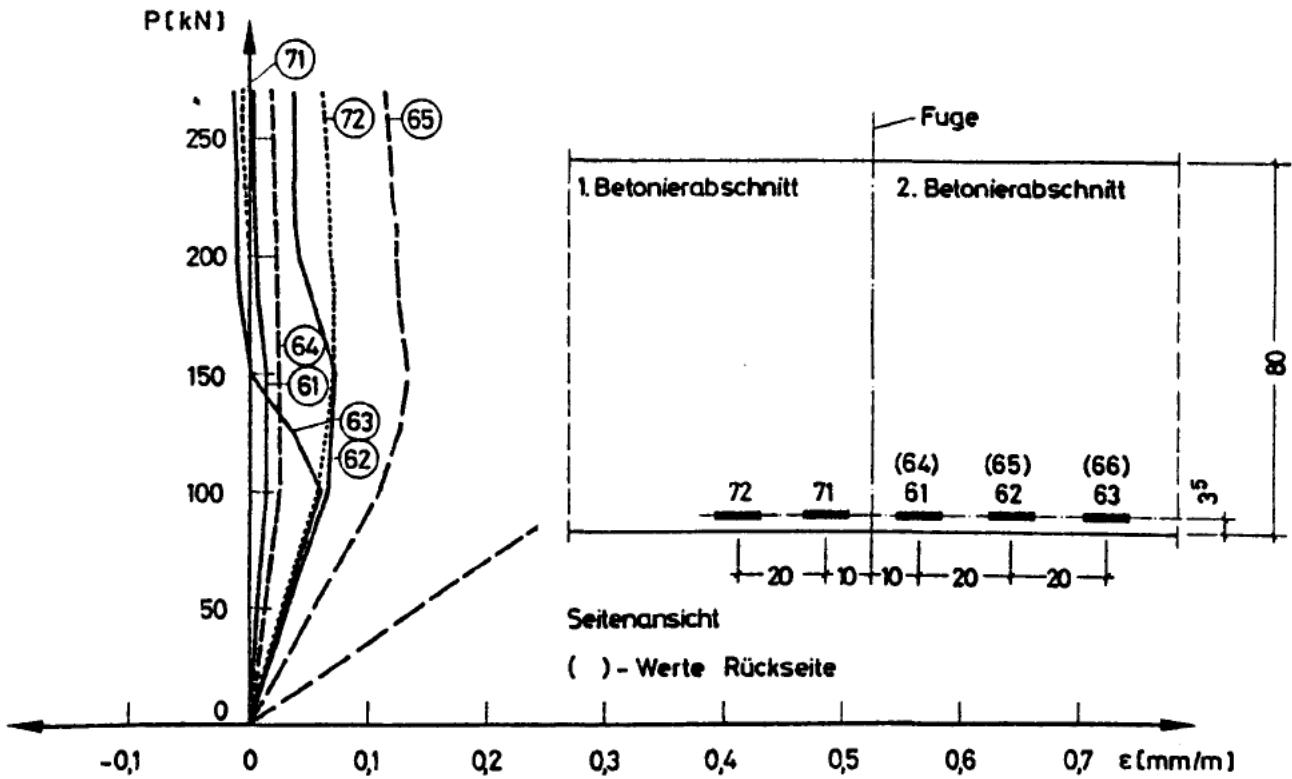


Bild 59: Dehnungsmessung in der Betonzugzone, Balken 12 (D & W)

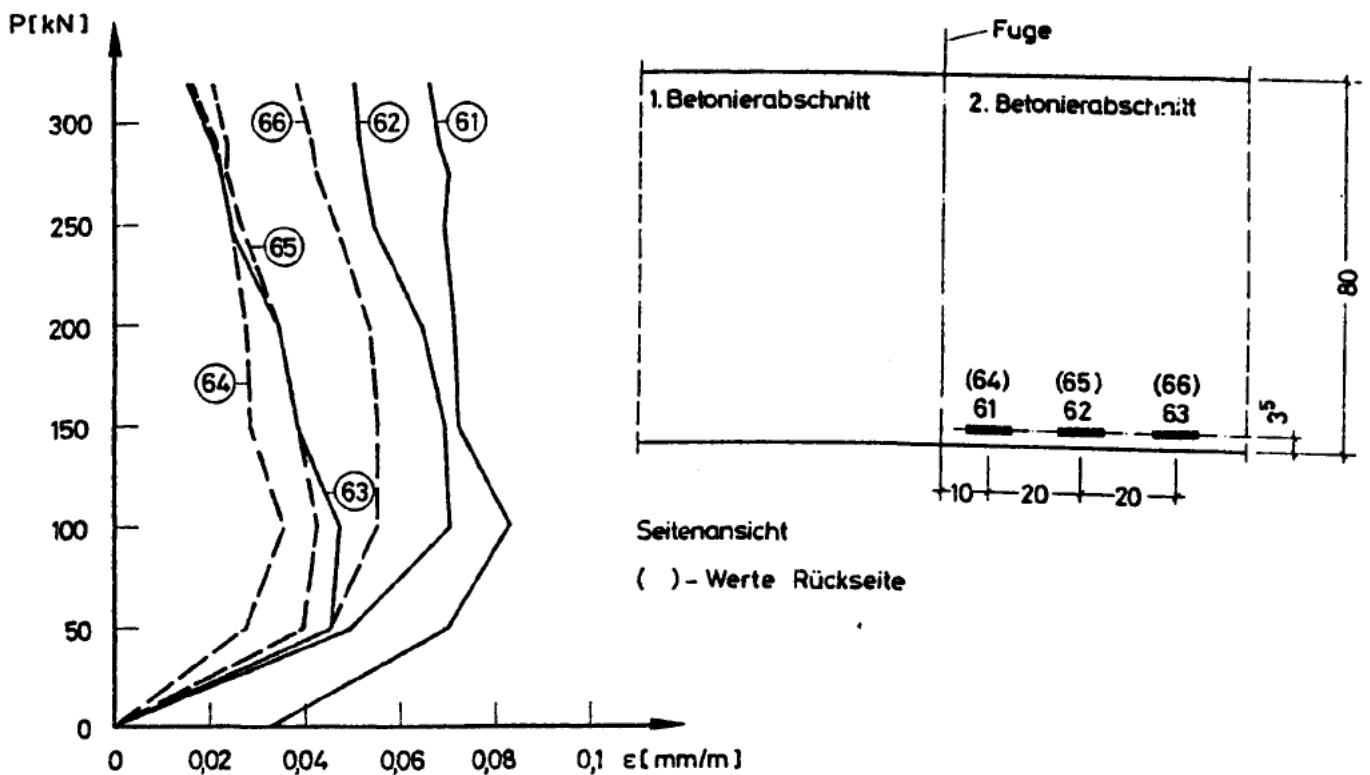


Bild 60: Dehnungsmessung in der Betonzugzone, Balken 13 (PZ)

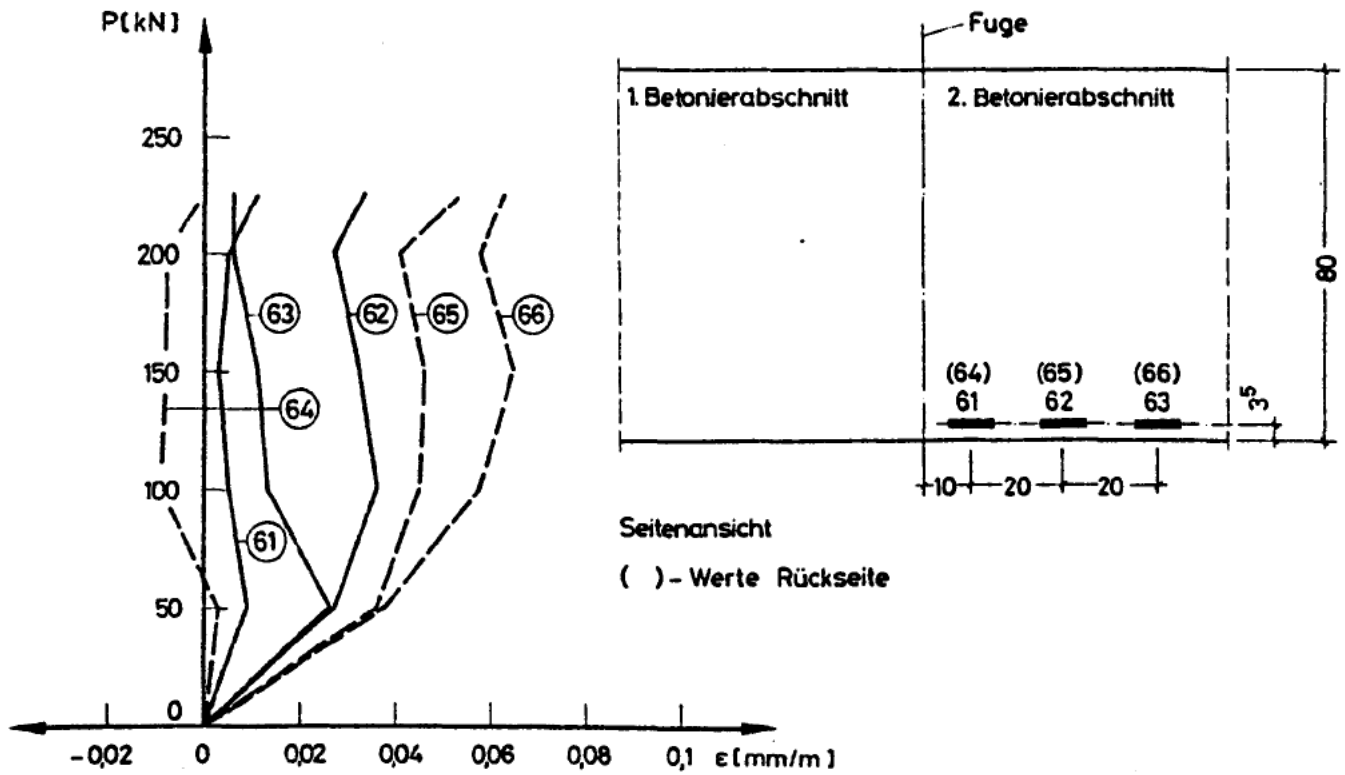


Bild 61: Dehnungsmessung in der Betonzugzone, Balken 14 (PZ)

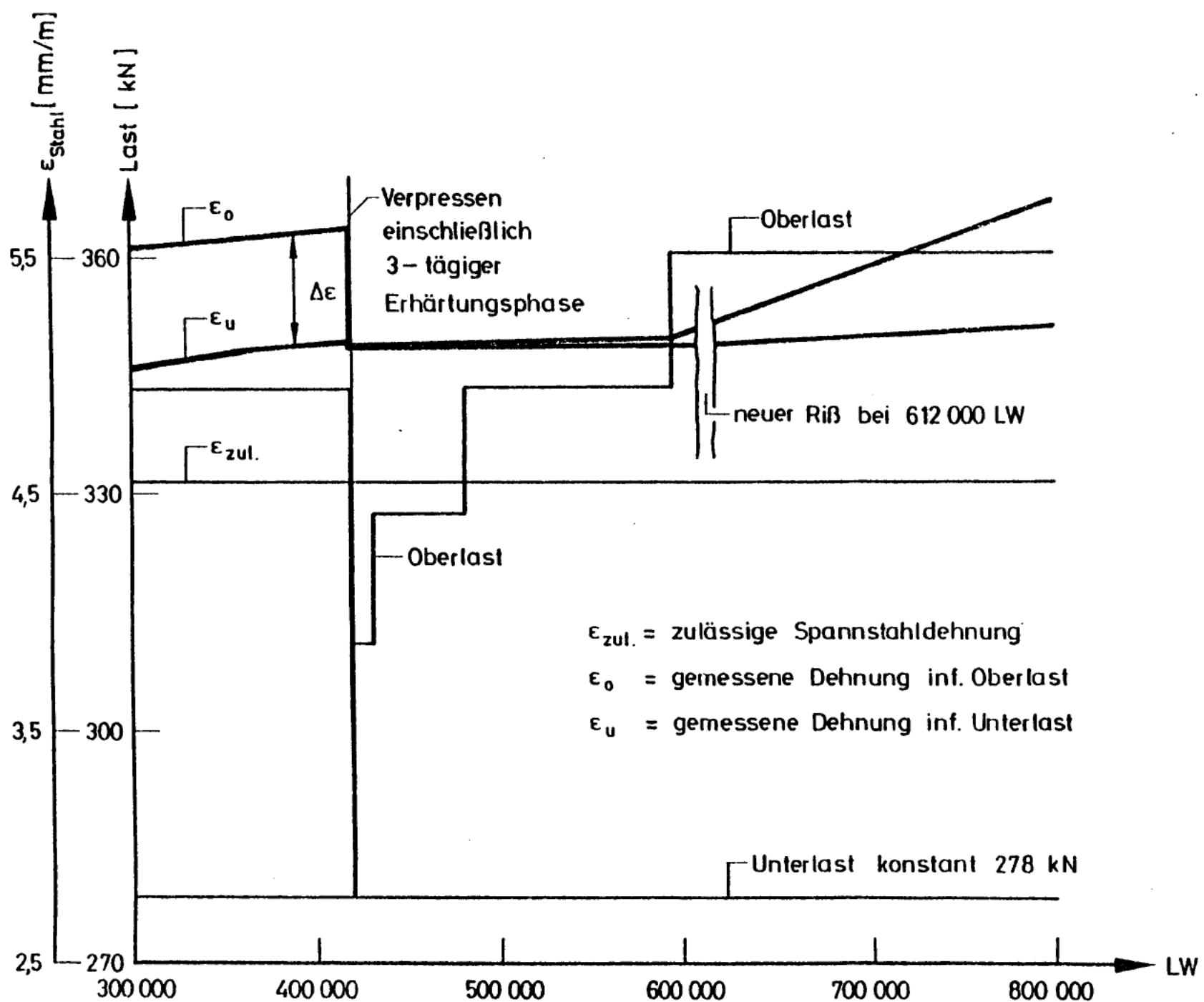


Bild 62a: Einfluß der Epoxidharzverpressung auf die Entwicklung der Spannstahldehnung bei Balken 16

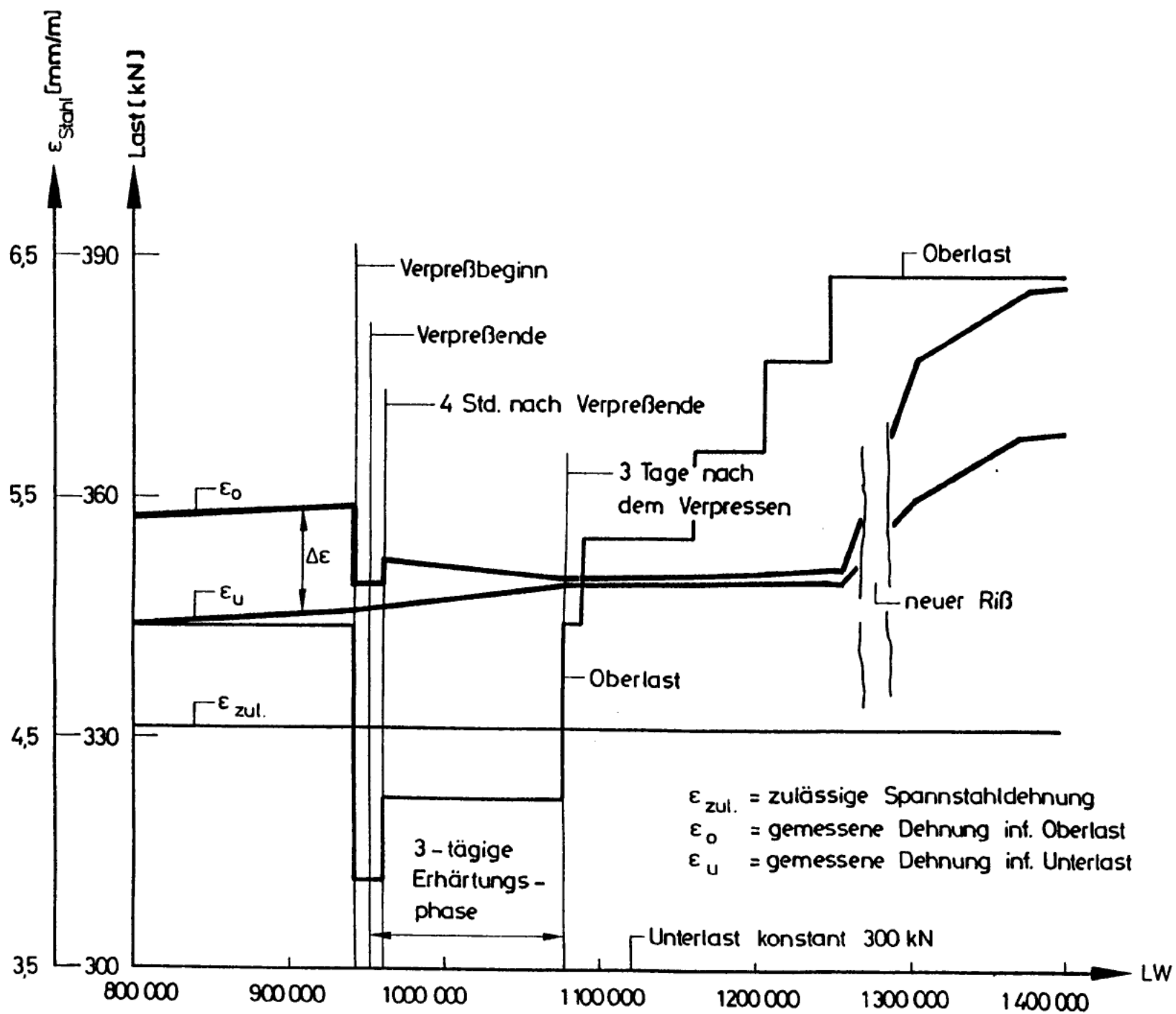


Bild 62b: Einfluß der Epoxidharzverpressung auf die Entwicklung der Spannstahldehnung bei Balken 17



Bild 63: Balken 16: Rißbild vor dem Verpressen

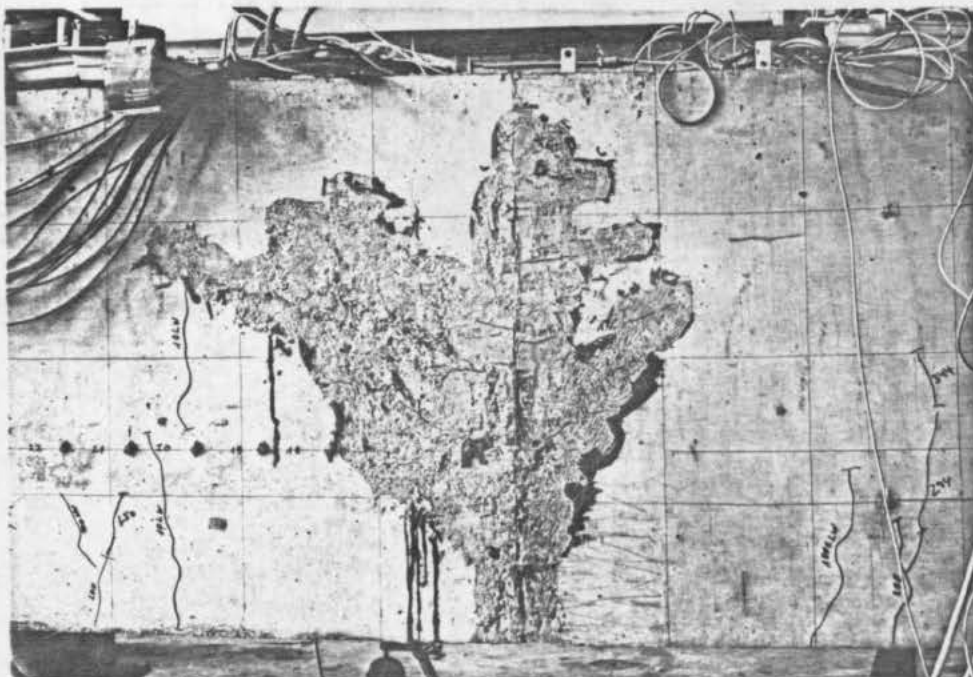


Bild 64: Balken 16: Fuge und Rißverästelung verpreßt

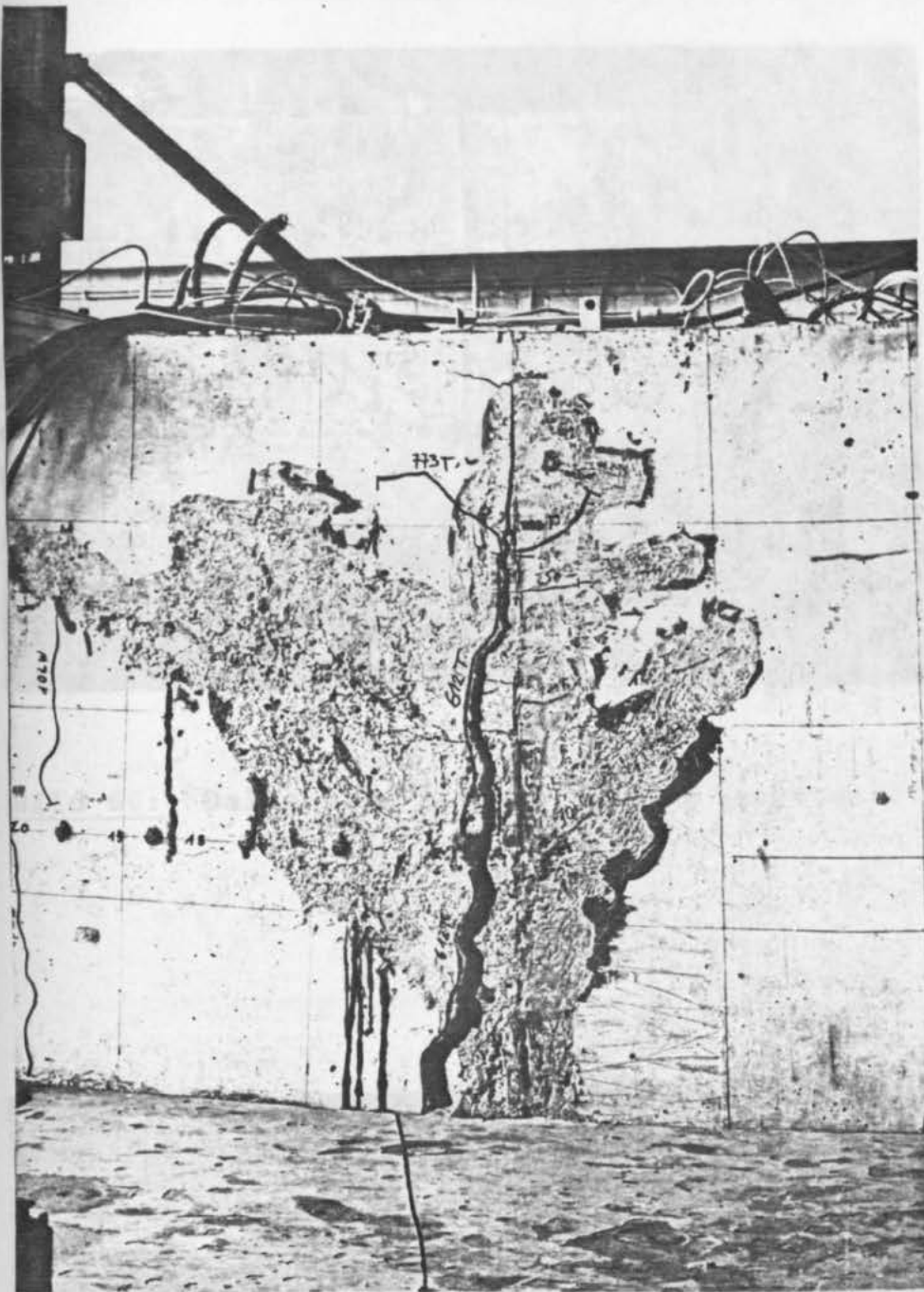


Bild 65: Balken 16: Neuer Riß neben der Fuge

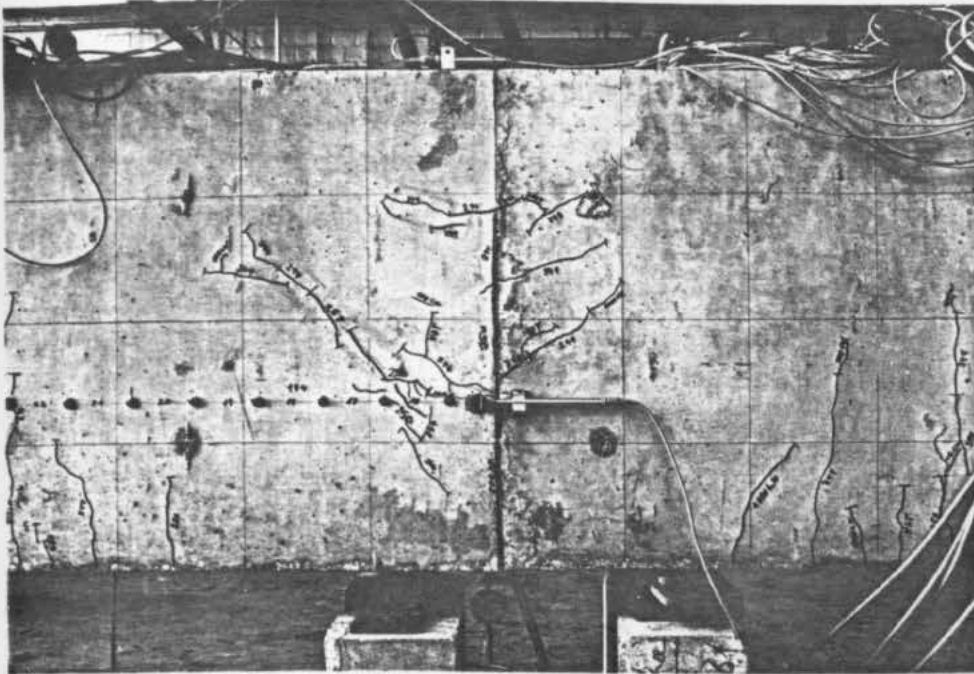


Bild 66: Balken 17: Rißbild vor dem Verpressen

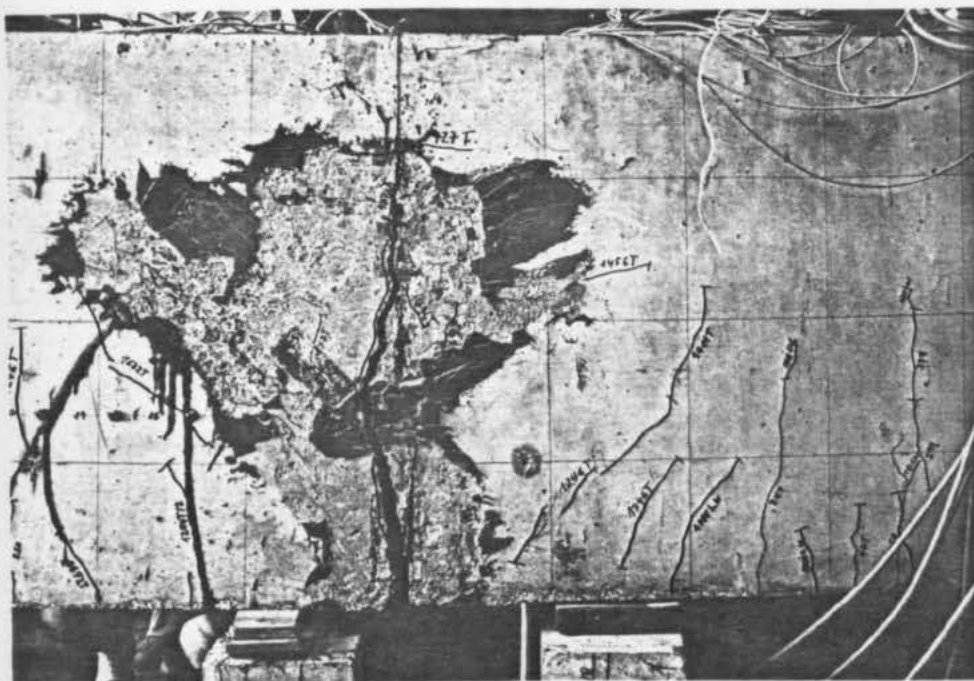


Bild 67: Balken 17: Neuer Riß neben der Fuge

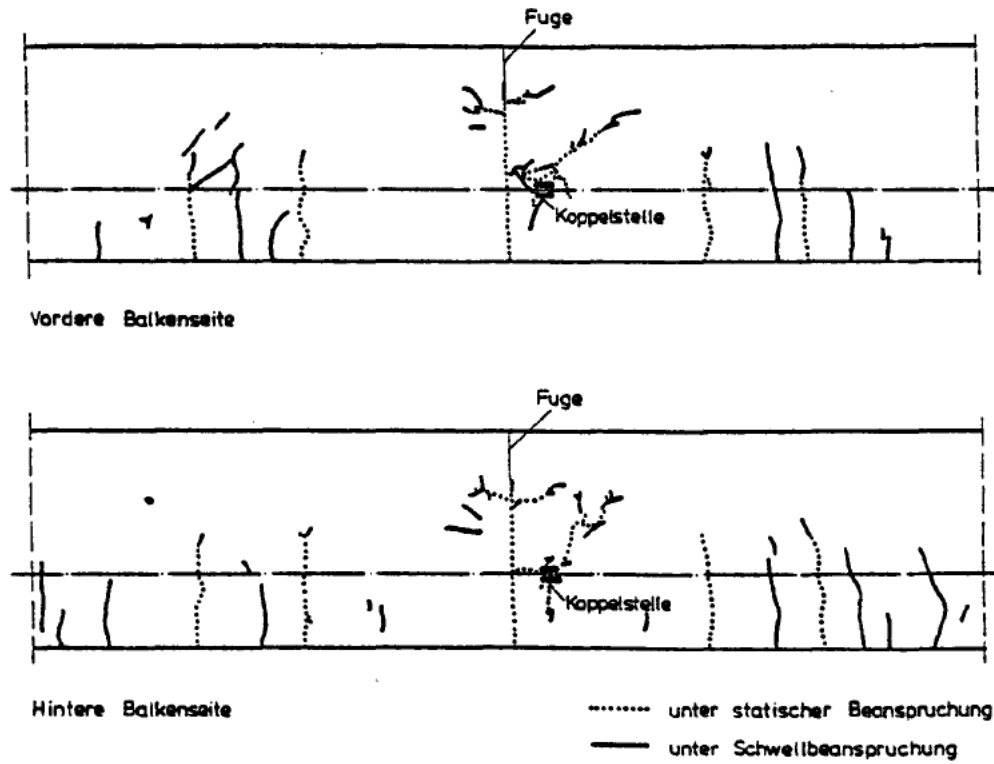


Bild 68: Rißentwicklung im Koppelfugenbereich von Balken 10

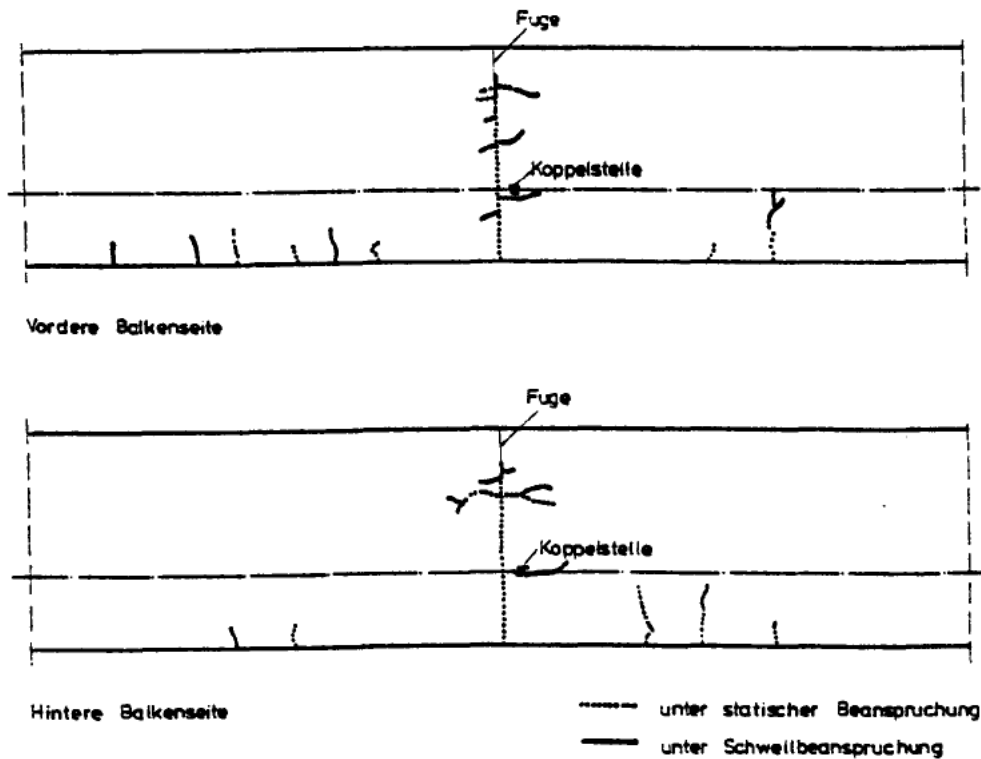


Bild 69: Rißentwicklung im Koppelfugenbereich von Balken 11

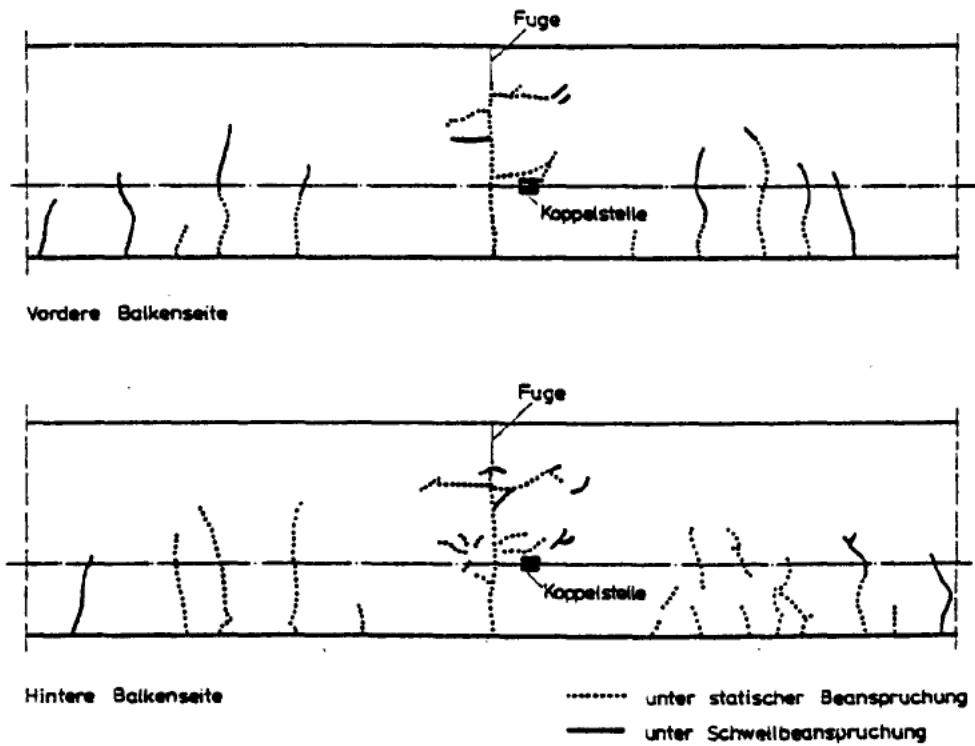


Bild 70: Rißentwicklung im Koppelfugenbereich von Balken 12

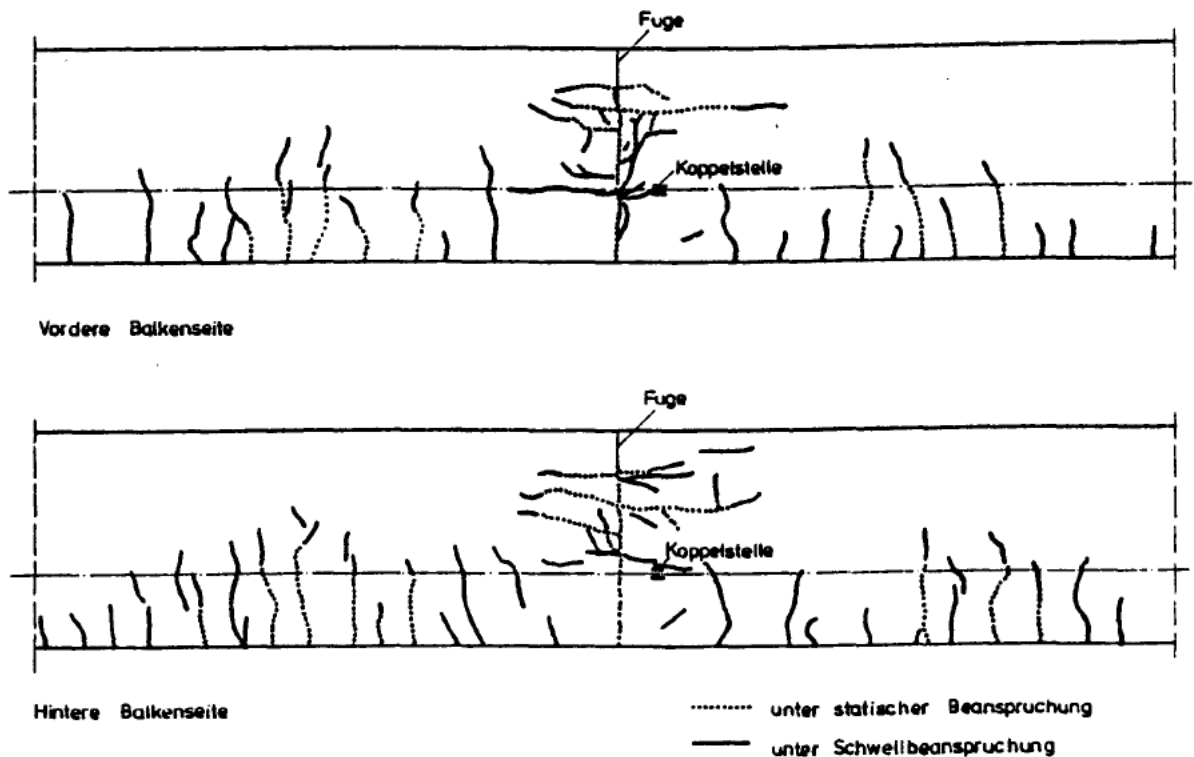


Bild 71: Rißentwicklung im Koppelfugenbereich von Balken 13

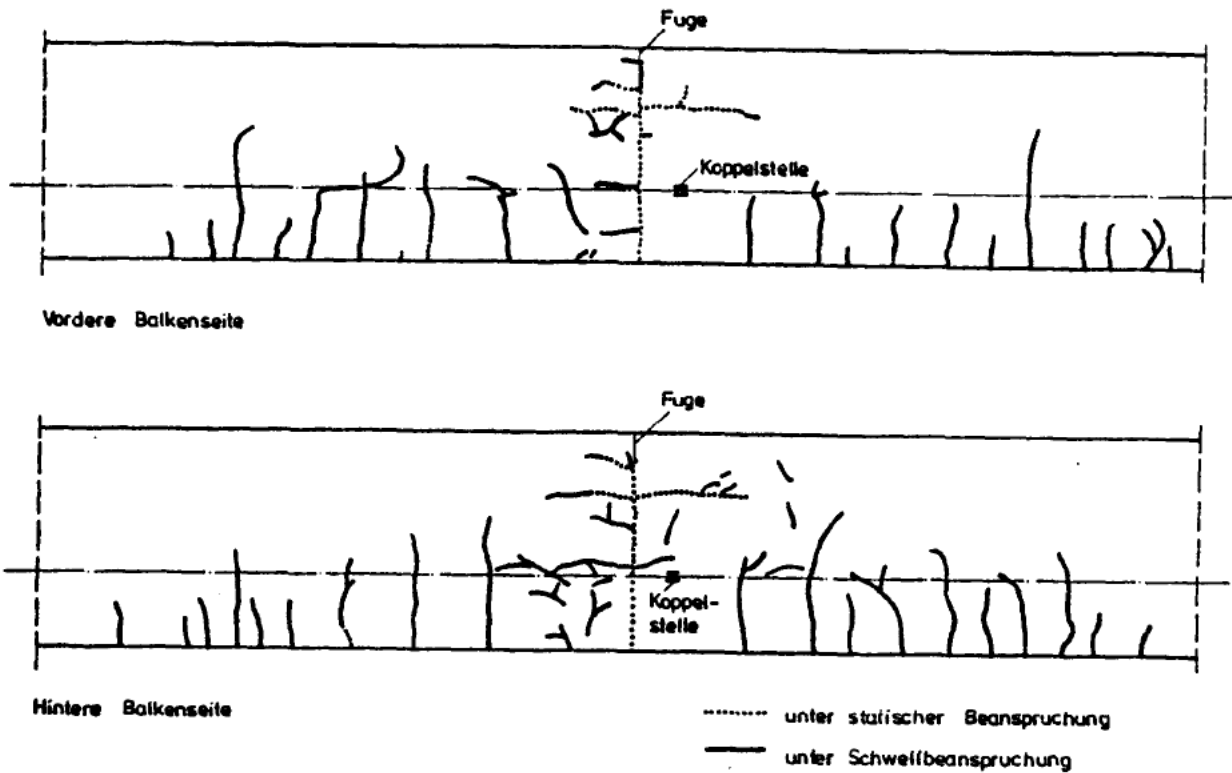


Bild 72: Rißentwicklung im Koppelfugenbereich von Balken 14

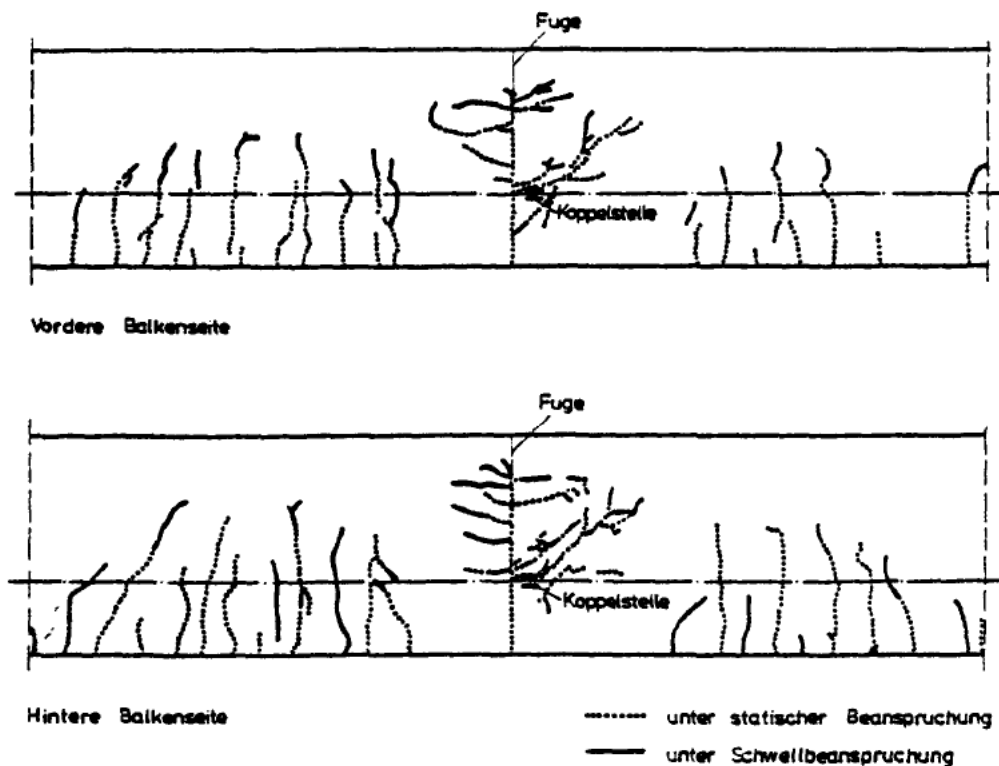


Bild 73: Rißentwicklung im Koppelfugenbereich von Balken 15

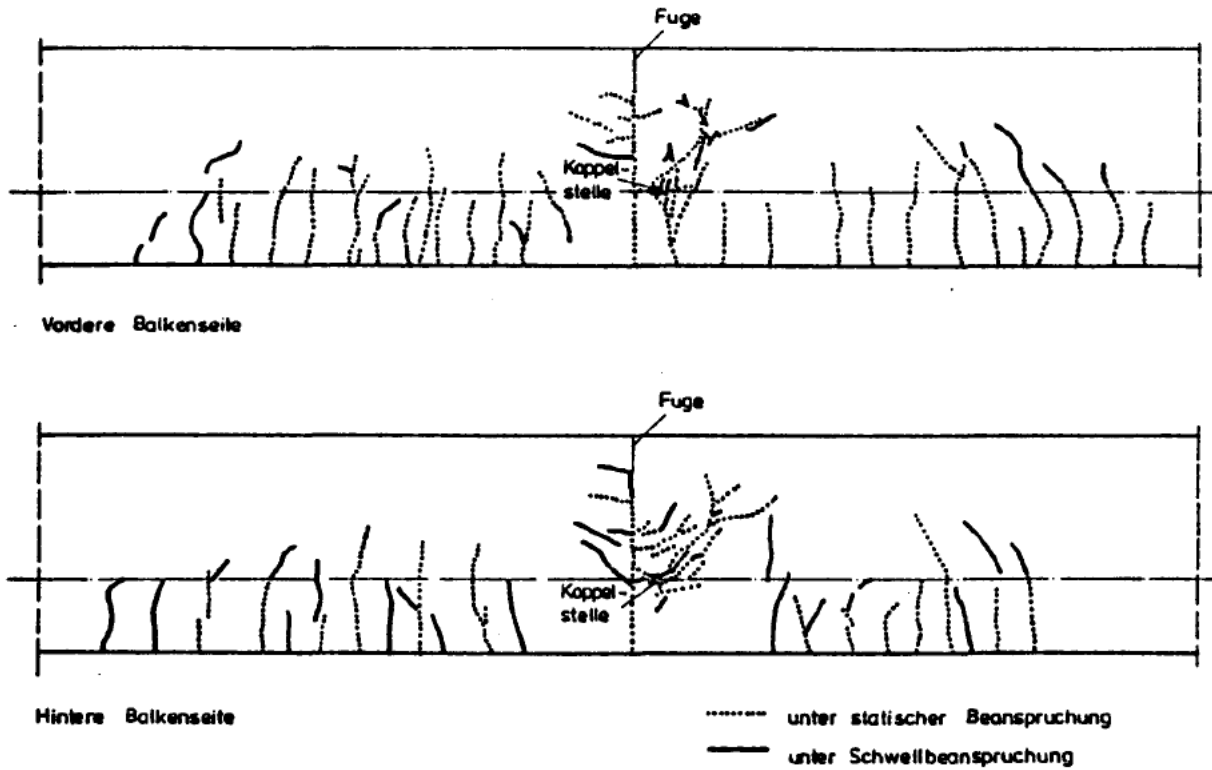


Bild 74: Rißentwicklung im Koppelfugenbereich von Balken 16, vor dem Verpressen

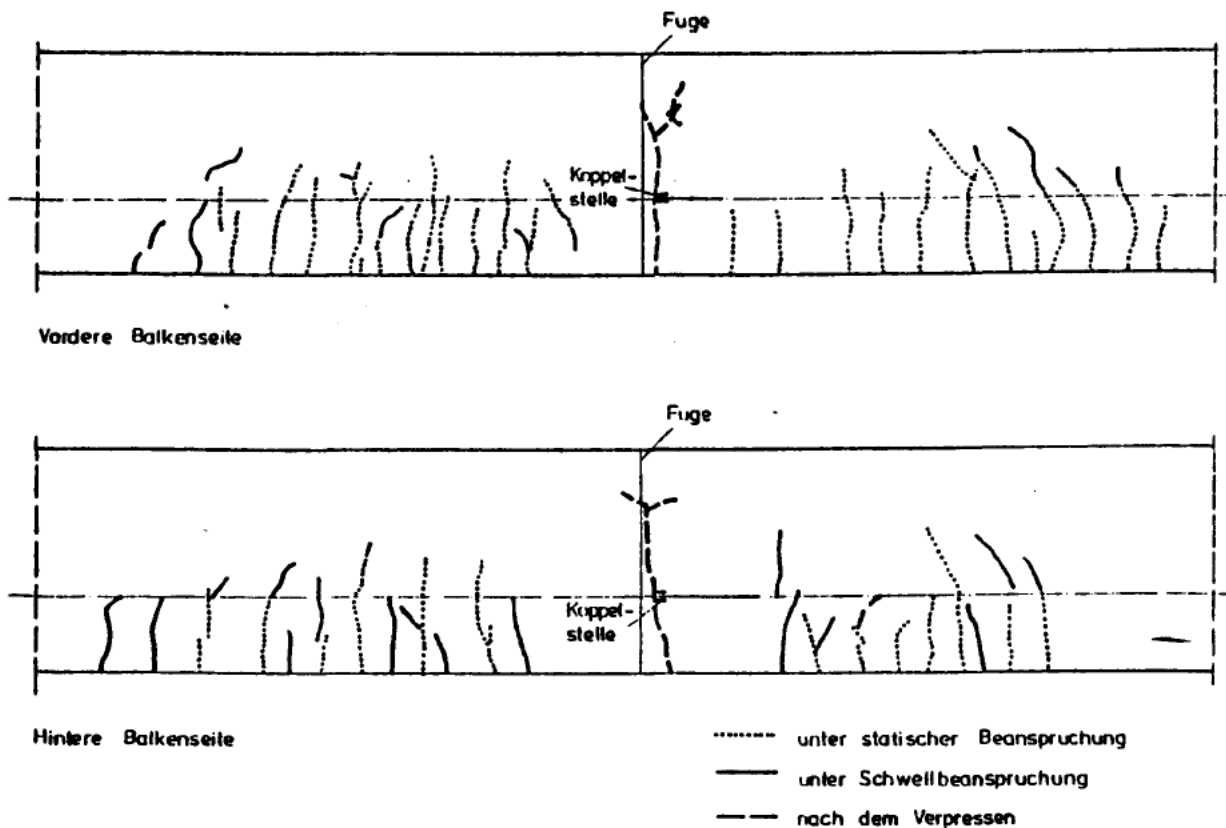


Bild 75: Rißentwicklung im Koppelfugenbereich von Balken 16, nach dem Verpressen

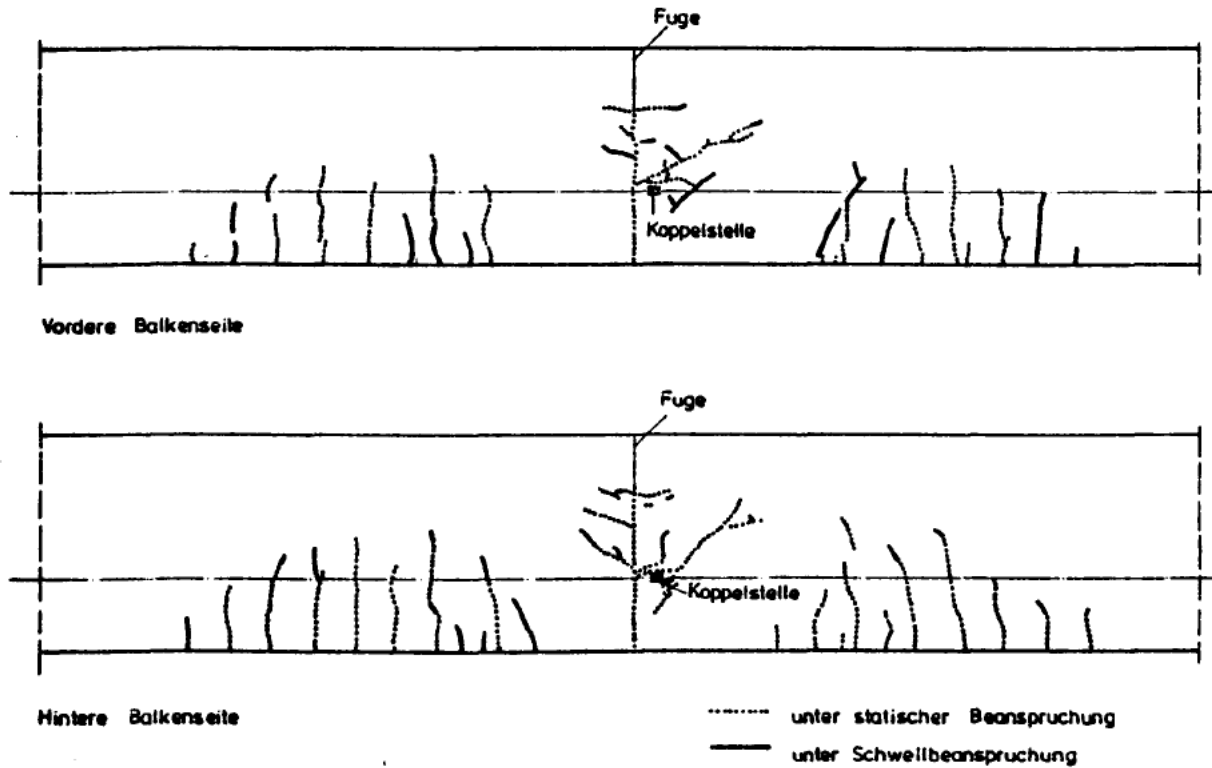


Bild 76: Rißentwicklung im Koppelfugenbereich von Balken 17, vor dem Verpressen

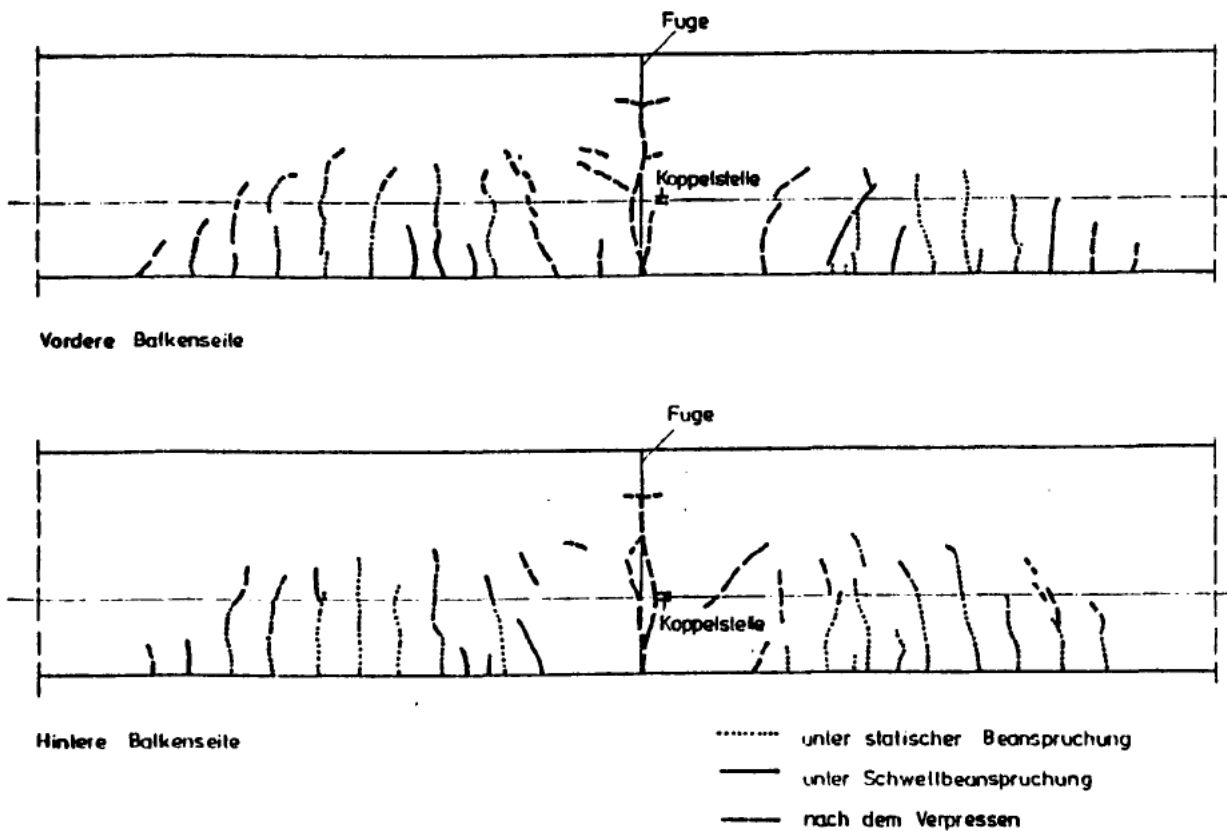


Bild 77: Rißentwicklung im Koppelfugenbereich von Balken 17, nach dem Verpressen

A N L A G E N

Anlage 1

Durchführung der Verpreßarbeiten bei Balken 16 und 17

1. Verdämmung und Verpreßtechnologie

Die Verpreßarbeiten erfolgten in Anlehnung an das Merkblatt für das Verpressen von Rissen mit Epoxidharzsystemen im Bereich von Spannglied-Koppelstellen des Bundesministers für Verkehr und wurden von Angestellten des Instituts durchgeführt.

Am Tage vor den Verpreßarbeiten wurde die Verdämmung der Risse vorgenommen, wobei Polyurethan-Kleber CONCRETAN der Firma Concrete-Chemie verwendet wurde. Gleichzeitig wurden die Verpreßöffnungen in einer in Bild A1/1 festgehaltenen Anordnung gesetzt. Hierfür wurden sogenannte Klebepacker ausgewählt, die mit einem Schnellkleber auf den Riß geklebt wurden. Diese Arbeiten erfolgten während der Balken mit der Unterlast des Schwellbereiches ruhend belastet war.

Das Verpressen erfolgte mit einer elektrisch betriebenen Schlauchpumpe, wobei das im Schlauch befindliche Harzsystem nicht mit den beweglichen Pumpenteilen in Berührung kommt; es wird vielmehr durch Rotation der Welle vom Vorratsbehälter durch einen Schlauch über den Packerstutzen in den Riß befördert.

Als Verpreßharz fand das CONCRETIN IHS Anwendung, dessen zwei Komponenten im Verhältnis 3:1 GT vorgemischt und in den Vorratsbehälter gegeben wurden.

Verpreßt wurde mit einem Druck von etwa 2 bar. Es wurde so lange verpreßt, bis der Riß kein Material mehr annahm. Danach wurden die Verpreßöffnungen geschlossen.

Zum Ausgleich eventueller Harzverluste, die entstehen können, wenn durch Kapillarwirkung das Harz aus den Hauptrissen in feinste Nebenrisse gezogen wird oder durch nicht einwandfreie Versämmung verloren geht, enthielt ein nach oben gerichteter Schlauch auf der obersten Einpreßöffnung weiteres Harz.

Auf diese Weise wurden die Fuge, die davon ausgehenden Rißverästelungen und die Querrisse an der Fugenwurzel verpreßt.

2. Verpressen von Balken 16

Balken 16 wurde unter statischer Last verpreßt. Die Fuge war in Spanngliedhöhe etwa 3,5 mm weit geöffnet.

Das Verpressen erfolgte von der Balkenvorderseite, während nach einer 2-stündigen Pause das Nachverpressen von der Rückseite aus vorgenommen wurde.

Während des Verpressens gab es nur eine undichte Stelle in der Verdämmung an einer Halterung des Weggebers zur Rißbreitenmessung, die mit einem Schnellkleber erfolgreich nachverdämmt wurde.

Ein genaues Protokoll über den Verpreßvorgang zeigt Tabelle A1/1.

Nach Beendigung des Verpressens wurde die Belastung (Unterlast des Schwellbereiches) unverändert 3 Tage aufrecht erhalten.

3. Verpressen von Balken 17

Balken 17 wurde unter Schwellast verpreßt. Die maximale Öffnung der Koppelfuge betrug $w = 3,91 \text{ mm}$, die Rißbreitenänderung $\Delta_w = 0,03 \text{ mm}$.

Das Verpressen erfolgte wie bei Balken 16: Verpressen von der Balkenvorderseite, zweistündige Pause, Nachverpressen von der Rückseite.

Während des Verpressens gab es eine undichte Stelle, als das Harz nahe der Verpreßstelle 1 durch die Verdämmung drang. Die Nachverdämmung erfolgte mit einem Schnellkleber.

Ein genaues Protokoll über den Verpreßvorgang zeigt Tabelle A1/2.

Vier Stunden nach Beendigung der Verpreßarbeiten wurde, um ungünstige Verhältnisse zu schaffen, noch in der Gelierphase des Harzes die Rißbreitenänderung durch Heraufsetzen der Oberlast auf $\Delta_w = 0,06$ mm erhöht.

Tabelle A 1/1 Verpressen des Balkens 16

Uhrzeit	Verpreßöffnung Vorderseite						Verpreßöffnung Rückseite							
	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6	7	8
11.01	V			of						of				
11.03							H							
							Z							
11.06		H						H						
		Z						Z						
11.07				H										
				Z										
11.09	Undichtigkeit								H					
									Z					
11.10	Unterbrechung, nachgedämmt													
11.24	Z													
11.28		V												
11.29			H								H			
			Z								Z			
11.34	Undichtigkeit, nachgedämmt													
11.37		Z												
11.40				V										
11.44						H								
						Z								
11.45					H								H	H
					Z								Z	Z
11.48	Harzaustritt Balkenoberseite													
			of	Z										
11.52			V											

of = offen

Z = zu

V = Verpressen

H = Harzaustritt

noch Tabelle A 1/1 : Verpressen des Balkens 16

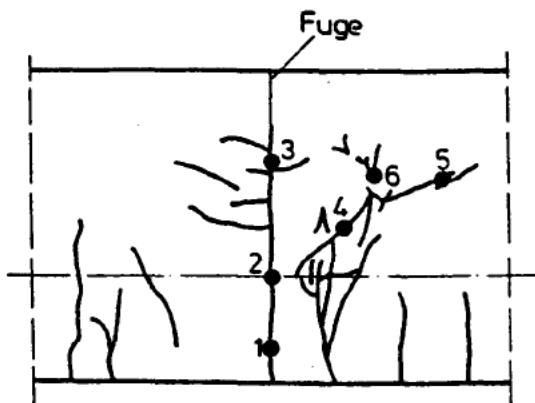
Uhrzeit	Verpreßöffnungen Vorderseite						Verpreßöffnungen Rückseite							
	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6	7	8
11.54												H		
			z									z		
11.55	große Pause													
13.45			of		of			V	of					
									H					
									z					
13.48			z											
13.55								z						
13.56									V					
												of		
14.05					z									
14.15									z					
	E N D E													

of = offen
 z = zu
 V = Verpressen
 H = Harzaustritt

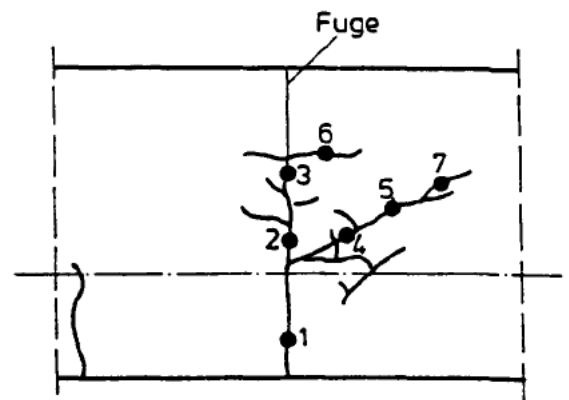
Tabelle A 1/2 : Verpressen des Balkens 17

Uhrzeit	Verpreßöffnungen Vorderseite							Verpreßöffnungen Rückseite						
	1	2	3	4	5	6	7	1	2	3	4	5	6	7
8.28	v			of		Schlauch					of			
8.30								H						
								z						
8.37	z	v												
8.40			H						H					
			z						z					
8.42				H										
				z										
8.44		v												
8.45					H	H								
8.46					z	z				H				
8.47										z	H			
8.48												H		
												z		
9.12					v									
	P a u s e													
9.37					v		H							H
	Undichtigkeit durch die Abdämmung, P a u s e													
11.30								Nachverpressen						
								v						
11.42								z						
11.43													v	
11.52													z	
11.55								v						
							z	z			z			z
	E N D E													

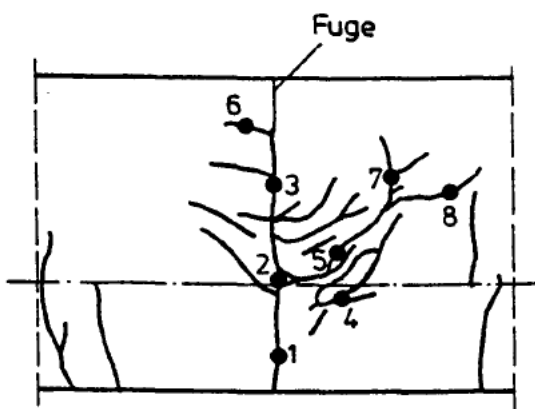
of = offen; z = zu; v = Verpressen; H = Harzaustritt ;



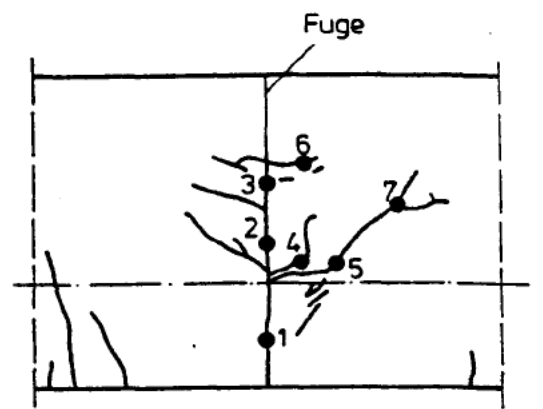
Balken 16 vorn



Balken 17 vorn



Balken 16 hinten



Balken 17 hinten

Bild A1/1: Anordnung der Verpreß- bzw. Entlüftungsstellen

Anlage 2

Raster-elektronische Untersuchungen der Spannglied-Bruchflächen

1. Einleitung

Von den Spannstählen wurden folgende Bruchflächen hinsichtlich ihrer Bruchart elektronenoptisch untersucht:

D & W: 10 v, 10 h, 11 v, 11 h und 12 h

PZ: 14

VSL: 15/1, 15/4, 16/4, 17/10 und 17/3

Die Bezeichnungen der Proben bestehen aus der Balkennummer und der Lage des Spanngliedes; (v = vorderes Spannglied, h = hinteres Spannglied, /Litzennummer).

Alle Untersuchungen erfolgten am Rasterelektronenmikroskop (REM) des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig.

2. Untersuchungsergebnisse

2.1 D & W-Einzelstäbe der Güte 805/1030 glatt mit aufgerolltem Gewinde

Alle Brüche bei diesen Stäben gehen vom Gewinde aus. Die Bruchflächen lassen sich in mehrere Bereiche einteilen; diese Einteilung wird auch für die Beurteilung der anderen, geprüften Spannverfahren beibehalten.

Dauerschwingbruch, Zone A

Der Dauerschwingbruch läßt sich durch die Schwingungslinien, oder -streifen identifizieren. Er kann bei allen Proben festgestellt werden. Auffallend sind die unterschiedlich großen Zonen des Dauerschwingbereiches bei Prof 11 v und 11 h. Bei Probe 12 h wurden zwei solcher Zonen festgestellt.

Gewaltbruch, Zone B

Der Gewaltbruchbereich zeigt bei allen Proben einen Spröd- oder Spaltbruch, der aus den verhältnismäßig großen, nicht in die

Tiefe gehenden Bruchflächen zu ersehen ist. Lediglich bei Probe 10 v sind in geringfügigem Maße wabenförmige, duktile Einschlüsse zu erkennen.

Übergangsbereich, Zone C

Der Übergangsbereich umfaßt Bruchformen sowohl des Dauerschwingbruches als auch des Gewaltbruchs.

Als typisch für diese Stähle wurde Probe 10 v ausgewählt. Auf den Bildern A2/1-A2/10 sind elektronenoptische Darstellungen der Bruchfläche zu finden. Die Kerbe am Rand auf Bild A2/1 resultiert aus äußeren Einflüssen beim Ausbau der Probe.

2.2 PZ-Koppelstange mit Gewinde

Der Ausgang des Bruches erfolgte vom Gewinde her. Die Bruchfläche zeigt vier verschiedene Brucharten.

Dauerschwingbruch, Zone A

Die Dauerschwingbruchzone ist nur schwach ausgebildet, die Schwingungstreifen sind verhältnismäßig kurz.

Duktiler Gewaltbruch, Zone B

Obwohl hier die typische Topographie eines duktilen Gewaltbruches vorliegt, die sich in den wabenförmigen Flächen ausdrückt, sind Schwinglinien geringen Ausmaßes festzustellen.

Scherbruch, Zone C

Der Scherbruch als eine Form des duktilen Gewaltbruches ist deutlich durch die Schräglage der Waben zu erkennen.

Mischbruch, Zone D

Die Zone zeigt einen Mischbruch zwischen dem vorherrschenden duktilen Gewaltbruch und dem ebenfalls auftretenden Sprödbruch.

Alle vier Bruchformen sind aus den Bildern A2/11-A2/17 ersichtlich.

2.3 VSL-Litzen, 7-drähtig, glatt

Da jeder Versuchsbalken mit 12 7-drähtigen Litzen vorgespannt war, wurden um den beträchtlichen Aufwand der Untersuchungen abzukürzen drei typische Brucharten je Balken mit folgenden Probenbezeichnungen untersucht:

- 1 = Draht mit Dauerschwingbruch
- 2 = Draht mit Scherbruch
- 3 = Draht mit Gewaltbruch

Die einzelnen Brucharten unterscheiden sich durch folgende Bruchflächen:

Bruchart - 1: Dauerschwingbruch

Zone A beinhaltet den Dauerbruchausgang am Rand. Diese Ausgangszone beginnt in der Regel dort, wo an der Drahtoberfläche Eindrücke der Gewindegänge der Verkeilung festzustellen sind. Zone B umfaßt die Dauerschwingbruchzone. Zone C zeigt den duktilen Gewaltbruch des Restquerschnitts.

Stellvertretend für diese Bruchart wurde die Probe 15/4-1 ausgewählt, vergl. Bilder A2/18-A2/27.

Bruchart - 2: Scherbruch

Auch hier wird der Ausgang des Dauerbruches mit Zone A bezeichnet. Die Schadstelle auf der Drahtoberfläche ist gut zu erkennen. Den übrigen Dauerschwingbereich umfaßt Zone B. Zone C zeigt die Scherwaben als Charakteristikum dieses Bruches.

Stellvertretend für diese Bruchart wurde die Probe 15/1-2 ausgewählt, vergl. Bilder A2/28-A2/36.

Bruchart - 3: Gewaltbruch

Drähte dieser Bruchart sind durch Zug- aber auch durch Scherkräfte gebrochen. Der Randbereich zeigt vorwiegend Scherwaben, während der mittlere Bereich sowohl Scher- als auch Zugwaben

umfaßt. In Querschnittsmitte sind lediglich Zugwaben festzustellen. In jedem Fall handelt es sich um einen duktilen Bruch.

Stellvertretend für diese Bruchart wurde die Probe 15/1-3 ausgewählt, vergl. Bilder A2/37-A2/43.

Tabelle A2/1 veranschaulicht die Anzahl der Drähte je Litze, an denen ein Dauerschwingbruch festzustellen war.

Litzen-Nr.	Lage der Litzen im Bündel	Anzahl der Drähte mit Dauerschwingbruch								
9 1	oben	2 2	0 0	2 0						
8 12 2	mitte	2 5 4	3 2 3	- - 2						
7 11 10 3	mitte	3 2 6 3	1 1 2 6	1 5 4 4						
6 5 4	unten	5 4 1	3 5 3	3 4 5						
		Balken 15	Balken 16	Balken 17						

Tabelle A2/1: Anzahl der Drähte mit klar erkennbarem Dauerschwingbruch

I
5
I

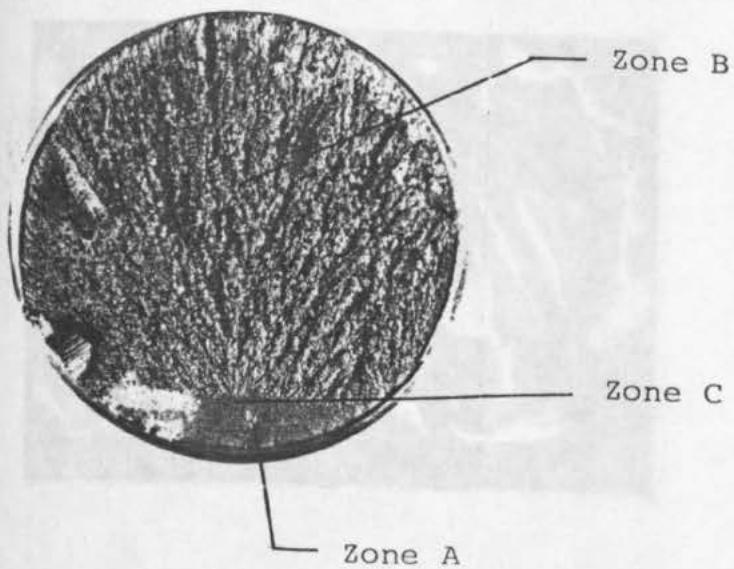


Bild A2/1

Bruchbild der Probe 10 v
mit Angabe der Zonen

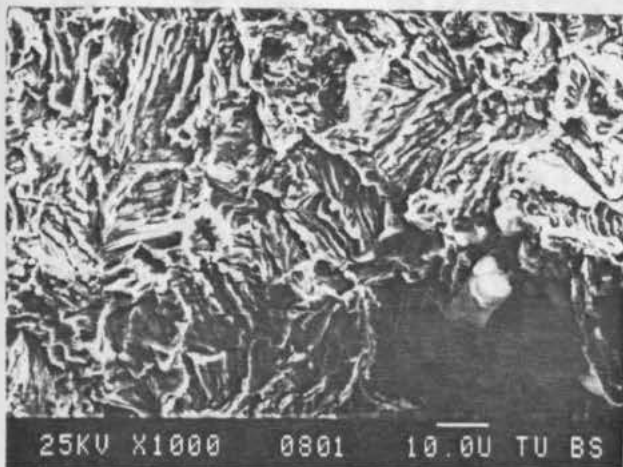


Bild A2/2

Ausschnitt aus Bild A2/1
Zone A mit Schwingungs-
linien

Vergrößerung 1000 : 1

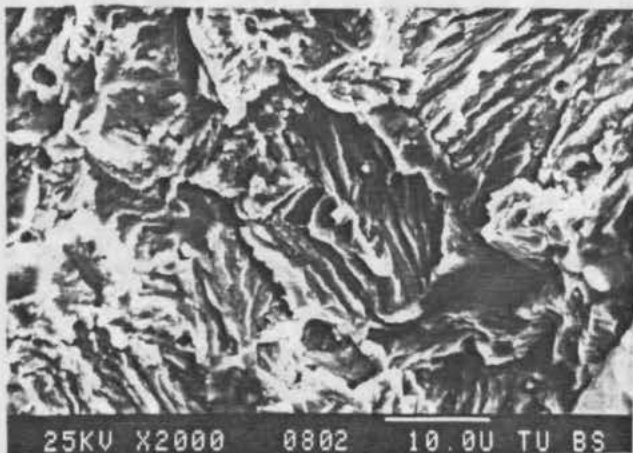


Bild A2/3

Ausschnitt aus Bild A2/2

Vergrößerung 2000 : 1

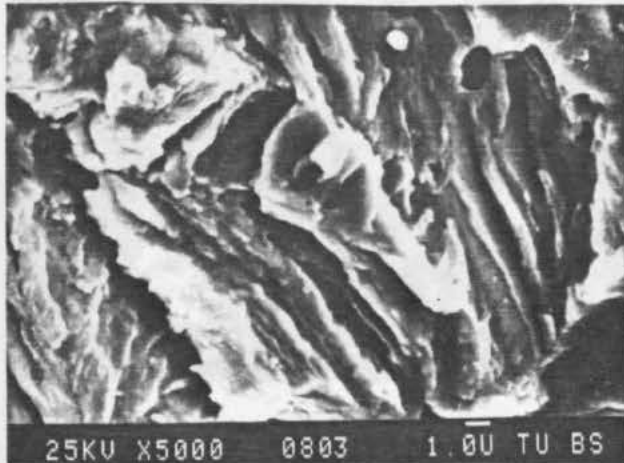


Bild A2/3

Ausschnitt aus Bild A2/2
Detail: Grenzlinie

Vergrößerung 5000 : 1

Bild A2/4

Ausschnitt aus Bild A2/3

Vergrößerung 5000 : 1

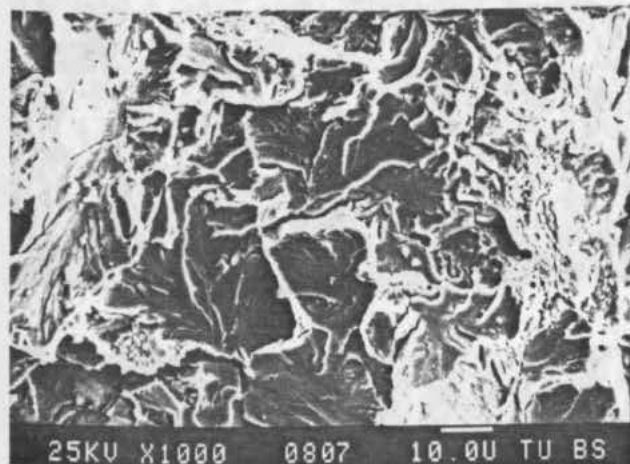


Bild A2/5

Ausschnitt aus Bild A2/1
Zone C, Übergangsbereich

Vergrößerung 1000 : 1

Bild A2/5

Ausschnitt aus Bild A2/1
Zone B, Gewaltbruch mit
vorwiegender Spaltfläche
und einzelnen duktilen
Teilen

Vergrößerung 1000: 1

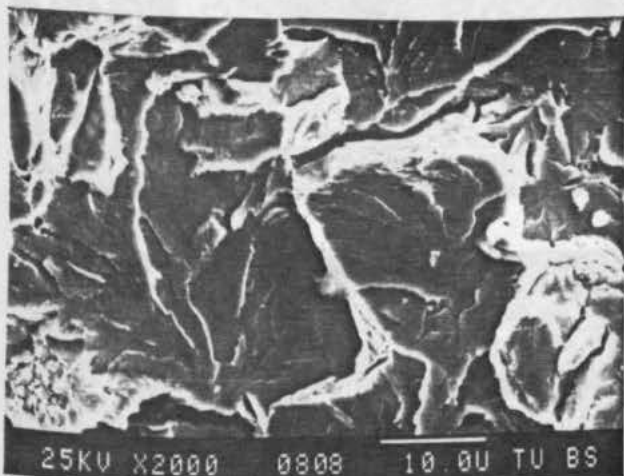


Bild A2/6

Ausschnitt aus Bild A2/5

Vergrößerung 2000 : 1

Bild A2/6

Ausschnitt aus Bild A2/5
Spröd- oder Spaltbruch

Vergrößerung 2000 : 1

Bild A2/10

Ausschnitt aus Bild A2/5

Vergrößerung 5000 : 1

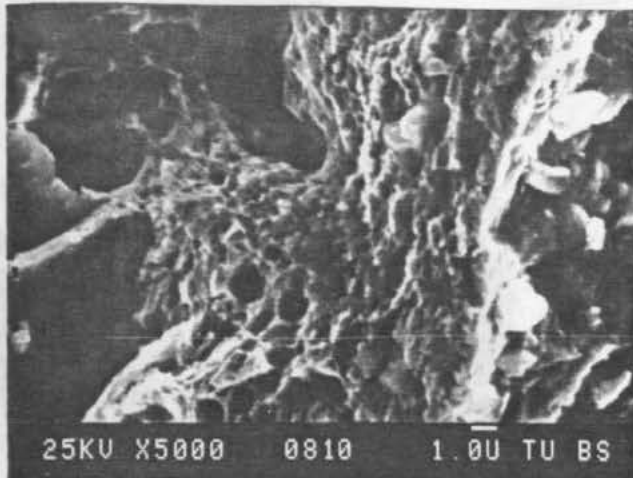


Bild A2/7

Ausschnitt aus Bild A2/6
duktiler Einschlüsse

Vergrößerung 5000 : 1

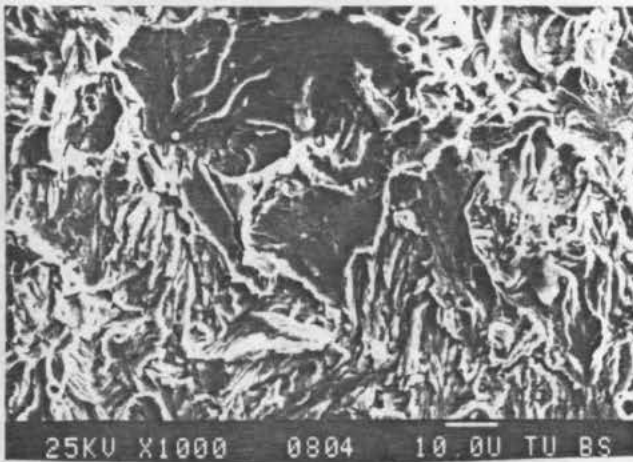


Bild A2/8

Ausschnitt aus Bild A2/1
Zone C, Übergangsbereich

Vergrößerung 1000 : 1

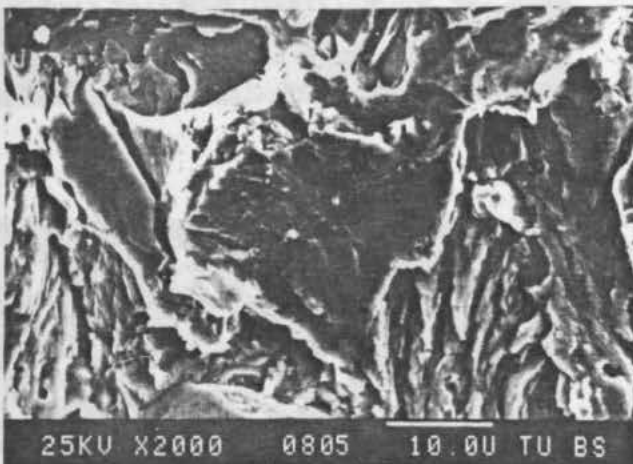


Bild A2/9

Ausschnitt aus Bild A2/8

Vergrößerung 2000 : 1

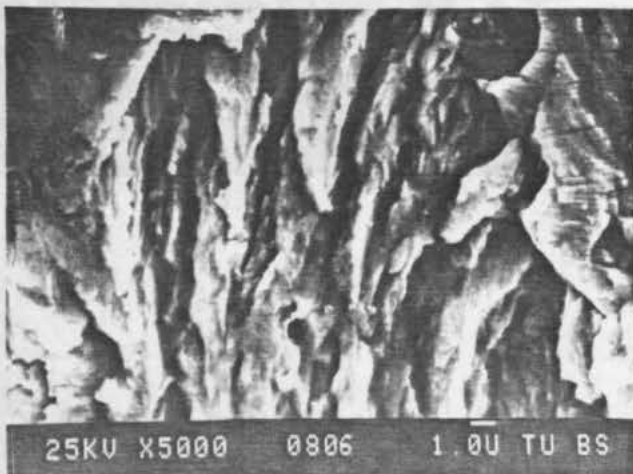


Bild A2/10

Ausschnitt aus Bild A2/9

Vergrößerung 5000 : 1



Zone A Bild A2/11

Zone B Bruchbild der Probe 14 mit
Angabe der Zonen

Zone C

Zone D

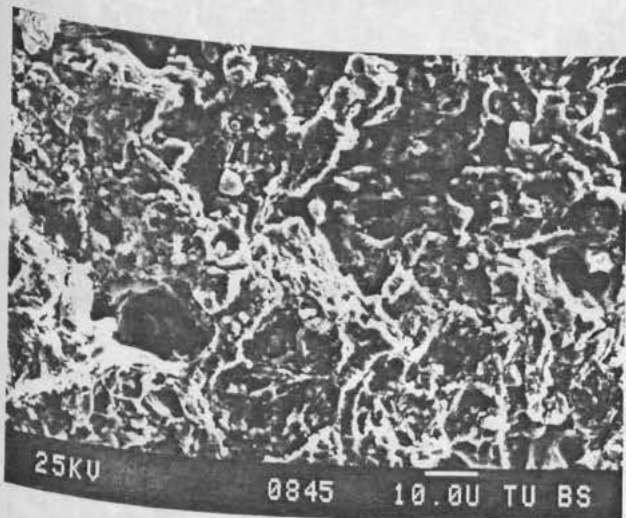


Bild A2/12

Ausschnitt aus dem Bild A2/11,
Zone A mit schwach ausgebilde-
ten Schwingungslinien und feinen
Bereichen duktilen Gewaltbruches

Vergrößerung 1000 : 1

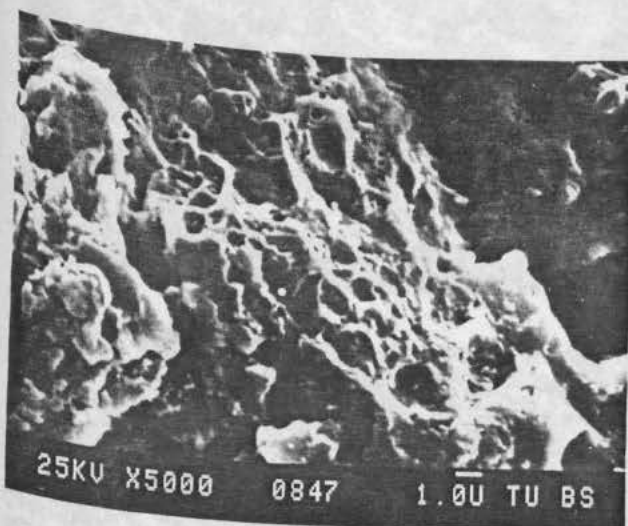


Bild A2/13

Ausschnitt aus dem Bild A2/12

Vergrößerung 5000 : 1

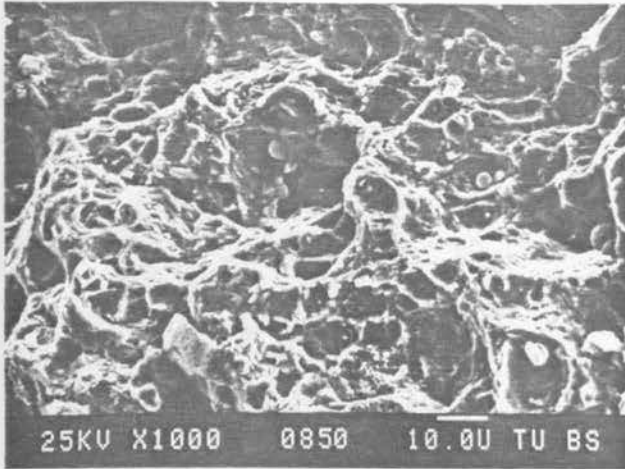


Bild A2/14

Ausschnitt aus dem Bild A2/11
Zone B, duktiler Gewaltbruch

Vergrößerung 1000 : 1

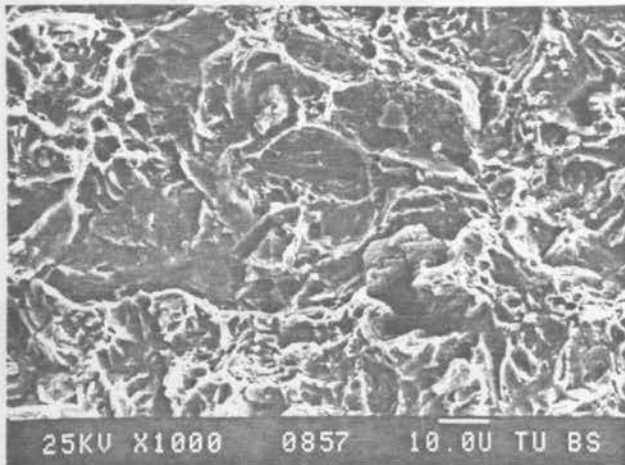


Bild A2/15

Ausschnitt aus dem Bild A2/11
Zone C, Scherwaben des duktilen
Gewaltbruches

Vergrößerung 500 : 1

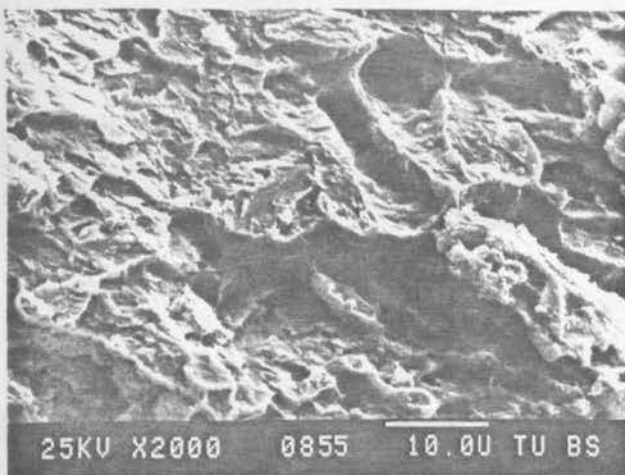


Bild A2/16

Ausschnitt aus dem Bild A2/15

Vergrößerung 2000 : 1

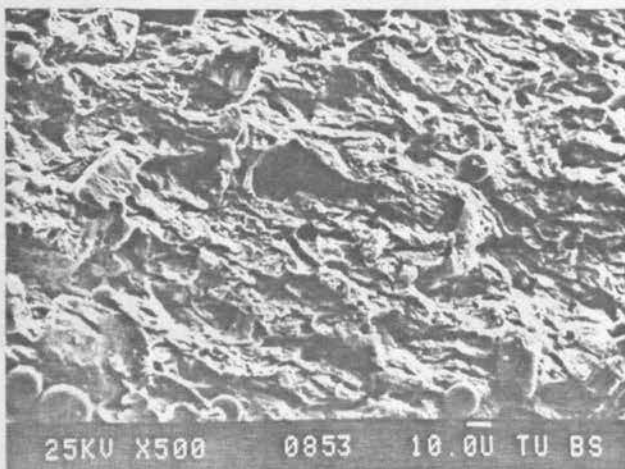


Bild A2/17

Ausschnitt aus dem Bild A2/11
Zone D, Mischbruch, duktiler
Gewaltbruch und Sprödbbruch

Vergrößerung 1000 : 1

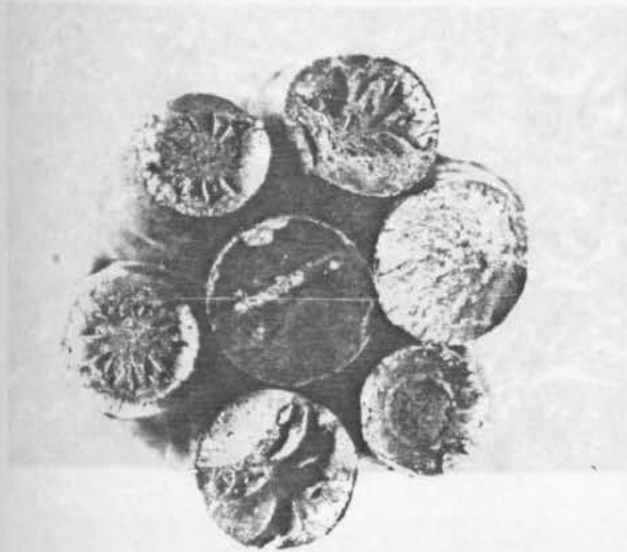


Bild A 2/18

Probe 15/4 - 1

Untersuchung des Dauerschwingbruchs am unteren Draht

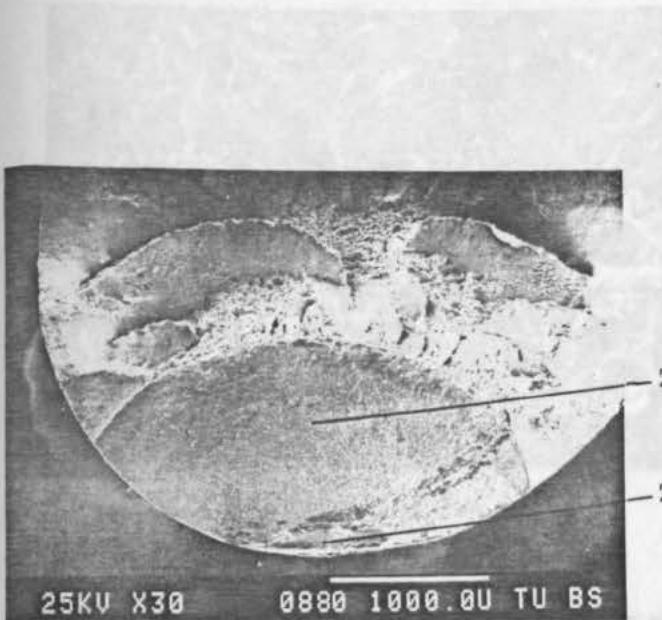


Bild A2/19

Ausschnitt aus Bild A2/18

Zone B

Vergrößerung 1000 : 1

Bild A2/19

Übersicht, Zone A/B der Probe 15/4 - 1

Vergrößerung 30 : 1

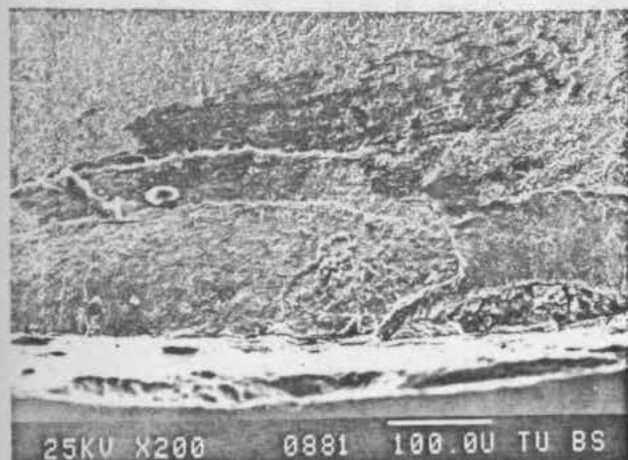


Bild A2/20

Ausschnitt aus Bild A2/19

Dauerbruchausgang vom Rand her, Zone A

Vergrößerung 200 : 1

Bild A2/20

Ausschnitt aus Bild A2/19

Dauerbruchausgang vom Rand her, Zone A

Vergrößerung 200 : 1

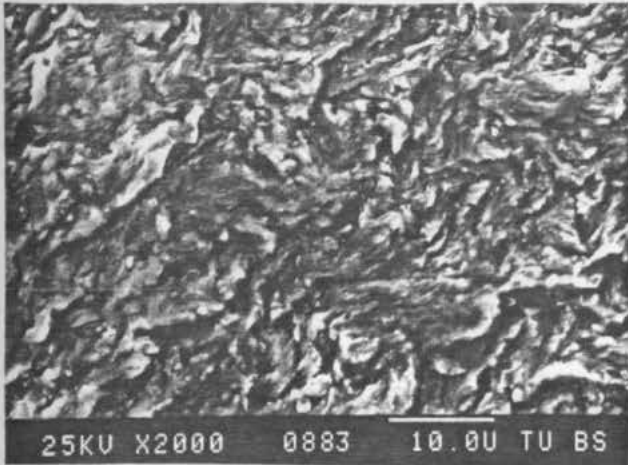


Bild A2/21

Ausschnitt aus Bild A2/20

Vergrößerung 2000 : 1

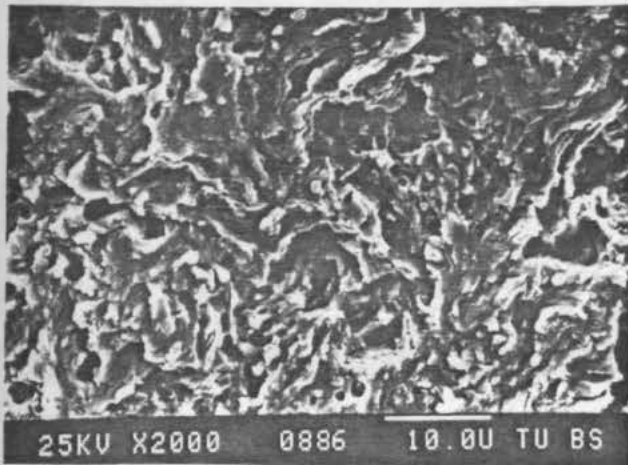


Bild A2/22

Ausschnitt aus Bild A2/19
Zone B

Vergrößerung 2000 : 1

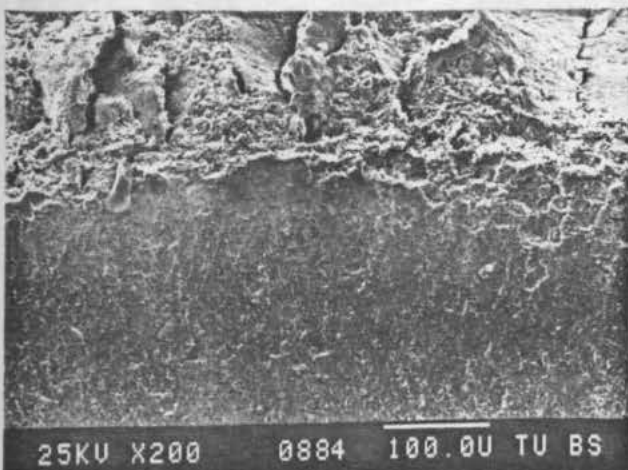


Bild A2/23

Ausschnitt aus Bild A2/19
Zone B mit Übergang zur Zone C

Vergrößerung 200 : 1

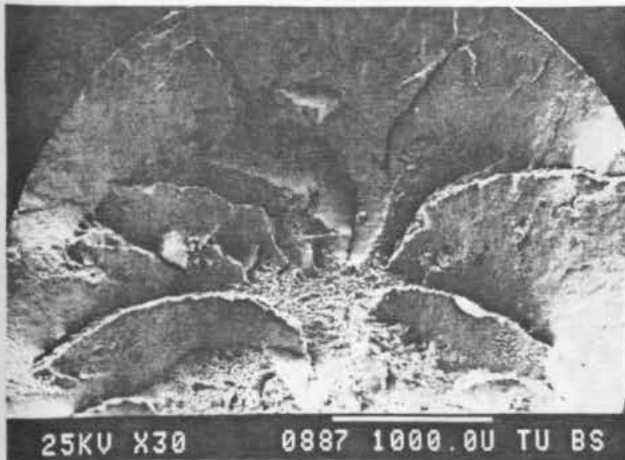


Bild A2/24

Übersicht Zone C der
Probe 15/4 - 1

Vergrößerung 30 : 1

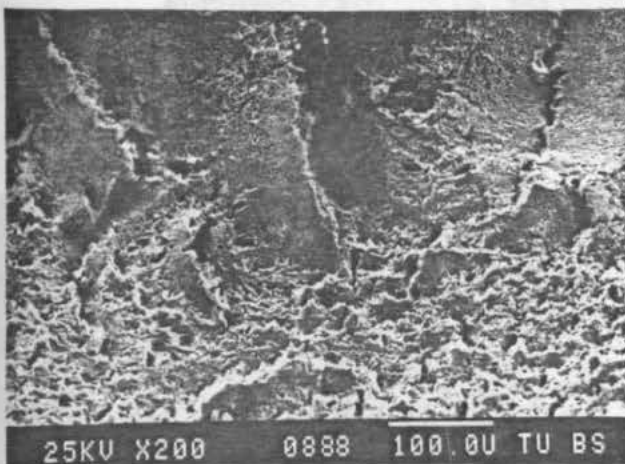


Bild A2/25

Ausschnitt aus Bild A2/24

Vergrößerung 200 : 1

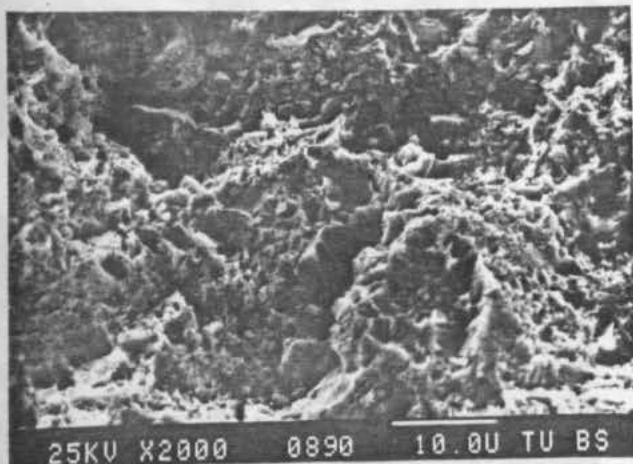


Bild A2/26

Ausschnitt aus Bild A2/25

Vergrößerung 2000 : 1

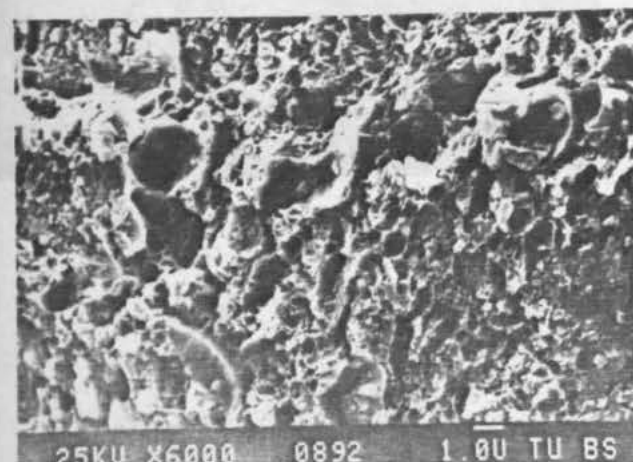


Bild A2/27

Ausschnitt aus Bild A2/26

Vergrößerung 6000 : 1



Bild A2/28

Probe 15/1 - 2

Untersuchungen des Scherbruchs

Bild A2/32

Ausschnitt aus Bild A2/28

Vergrößerung 2000 : 1

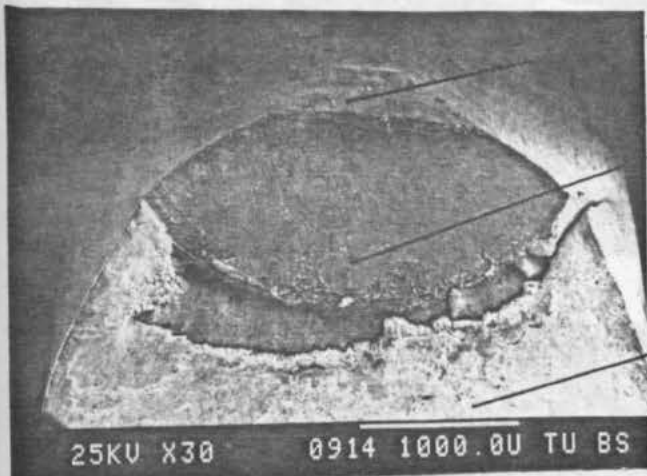


Bild A2/29

Ausschnitt aus Bild A2/28

Vergrößerung 30 : 1

Zone B

Zone C

25KV X30

0914 1000.0U TU BS

Bild A2/33

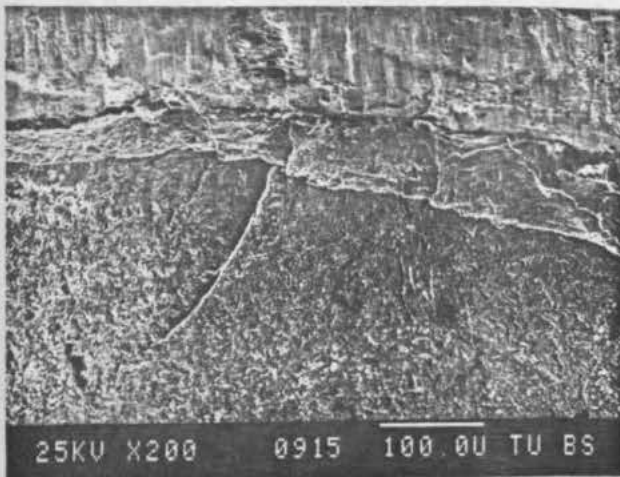
Ausschnitt aus Bild A2/29

Vergrößerung 1000 : 1

Bild A2/30

Ausschnitt aus Bild A2/29

Vergrößerung 200 : 1



25KV X200

0915 100.0U TU BS

Bild A2/34

Ausschnitt aus Bild A2/30

Vergrößerung 2000 : 1

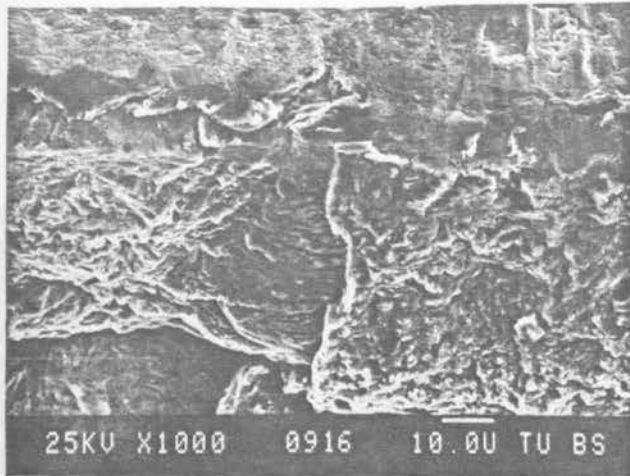


Bild A2/31

Ausschnitt aus Bild A2/30

Vergrößerung 1000 : 1

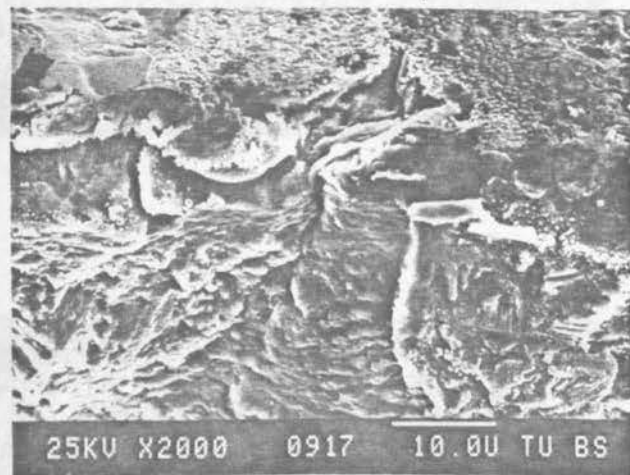


Bild A2/32

Ausschnitt aus Bild A2/31

Vergrößerung 2000 : 1

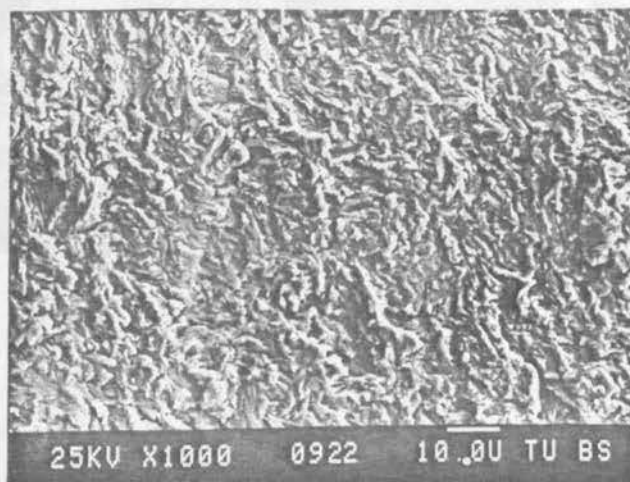


Bild A2/33

Zone B

Ausschnitt aus Bild A2/29

Vergrößerung 1000 : 1

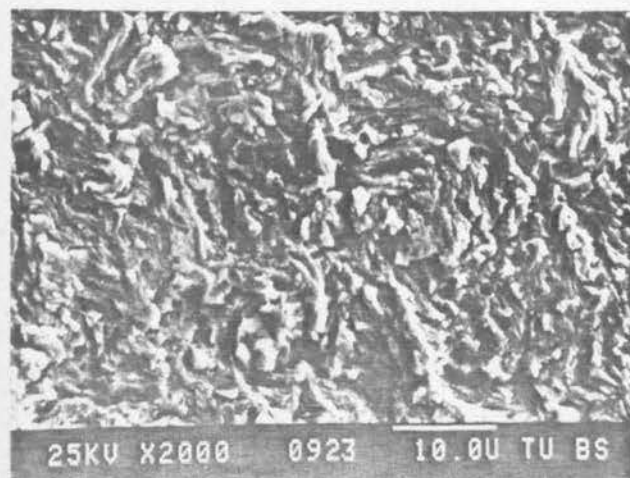


Bild A2/34

Ausschnitt aus Bild A2/33

Vergrößerung 2000 : 1

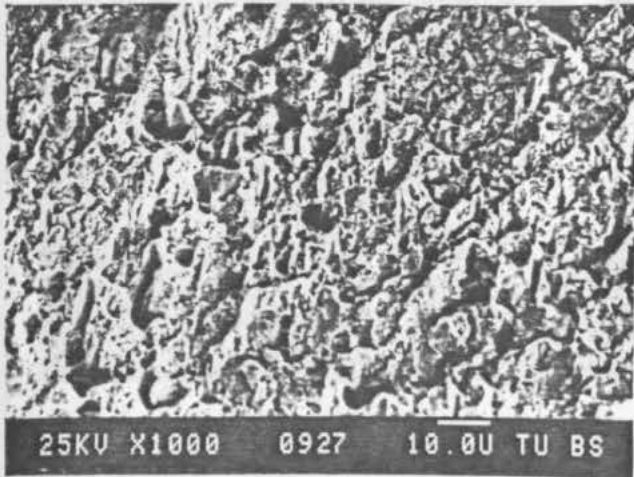


Bild A2/35

Zone C

Ausschnitt aus Bild A2/29

Vergrößerung 1000 : 1

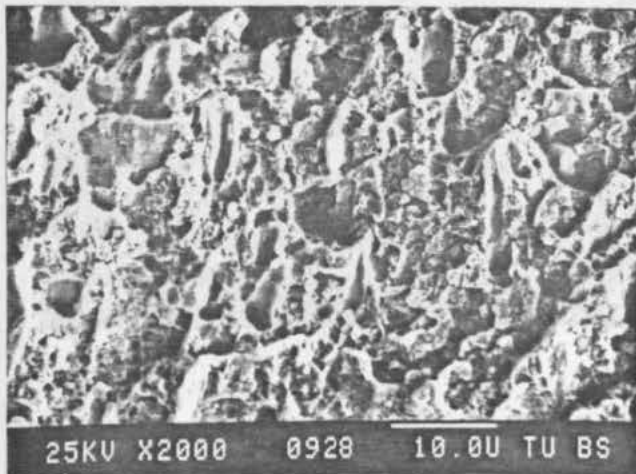


Bild A2/36

Ausschnitt aus Bild A2/35

Vergrößerung 2000 : 1



Bild A2/37

Untersuchung des Gewalt-
bruches

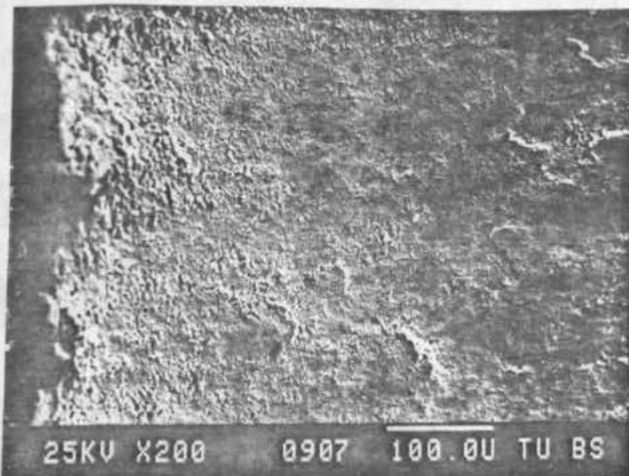


Bild A2/38

Randzone

Vergrößerung 200 : 1

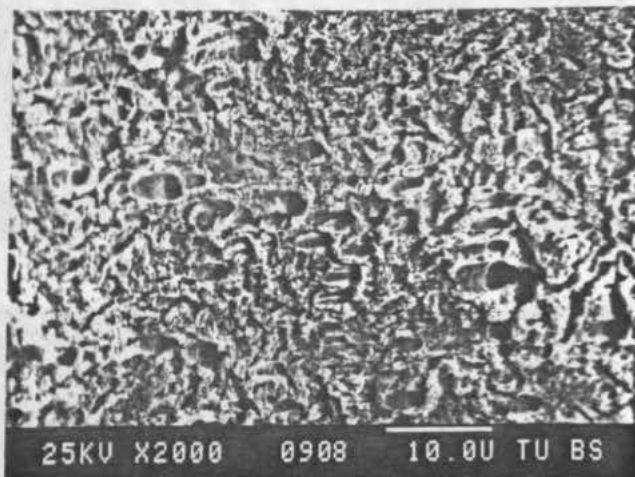


Bild A2/39

Ausschnitt aus Bild A2/38

Vergrößerung 2000 : 1

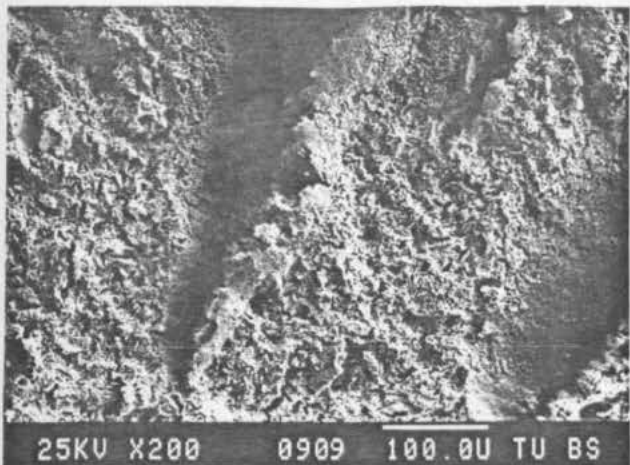


Bild A2/40

Ausschnitt aus Bild A2/37

Vergrößerung 200 : 1

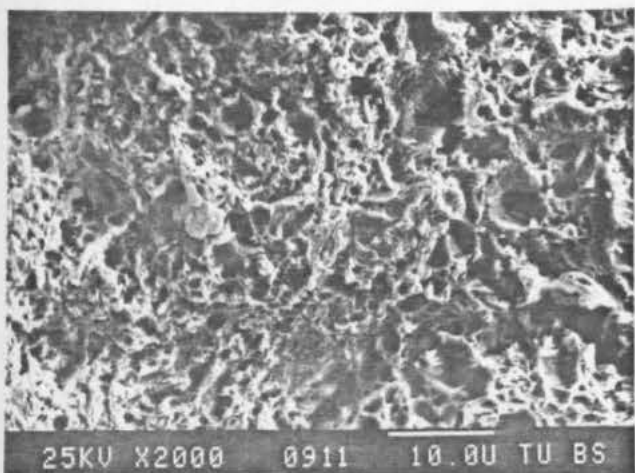


Bild A2/41

Ausschnitt aus Bild A2/40

Vergrößerung 2000 : 1

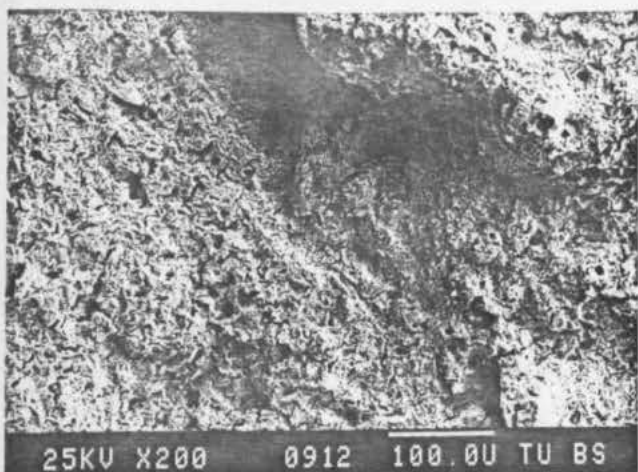


Bild A2/42

Ausschnitt aus Bild A2/37

Vergrößerung 200 : 1

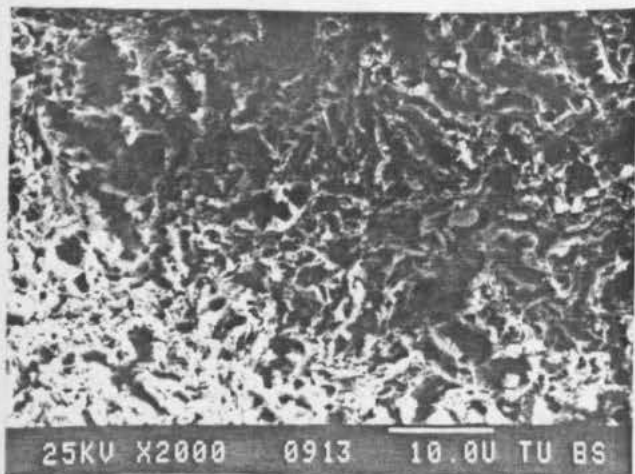


Bild A2/43

Ausschnitt aus Bild A2/42

Vergrößerung 2000 : 1